

PROVINCIA DI MODENA

Area Lavori Pubblici

Direttore Ing. Alessandro Manni

Servizio Lavori Speciali Opere Pubbliche

telefono 059 209 623 fax 059 343 706

viale Jacopo Barozzi 340, 41124 Modena c.f. e p.i. 01375710363

centralino 059 209 111 www.provincia.modena.it provinciadi Modena@cert.provincia.modena.it

Servizio Certificato UNI EN ISO 9001:2008 - Registrazione N. 3256 -A-

SP1 SORBARESE Km 8+111 NUOVO PONTE SUL FIUME PANARO NEI COMUNI DI BOMPORTO E RAVARINO

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

RIFERIMENTO ELABORATO

PE 1.7

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

PROT. n° 11843

CL. 11-15-02

DEL 10/03/2016

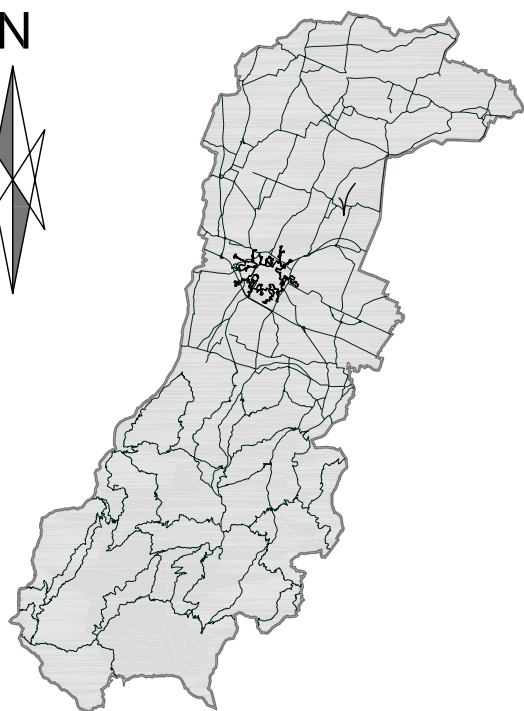
FASC. 72 SUB

A.D.

SCALA

DATA Gennaio 2016

revisione	data	descrizione	redatto	controllato	approvato
0	20/06/14	Emissione	FF	AM	RP



ubicazione intervento

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Luca Rossi

PROGETTISTI

Dott. Ing. Alessandro Manni

Prof. Ing. Raffaele Poluzzi

Dott. Ing. Andrea Montalti

Dott. Ing. Eugenio Santi

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Dott. Ing. Eugenio Santi

PROGETTISTA

PROF. ING. RAFFAELE POLUZZI

Via Cristoni 14, 40033 Casalecchio di Reno (Bologna)

Tel. 051.572737 – Fax. 051.6137420 – Email studio@poluzzi.com

COMMITTENTE

CODIFICA DOCUMENTO

12.60-PB-REL-PE1.7_RELAZIONE SPALLE_REV01

FOGLIO

1 DI 141

INDICE

1	PREMESSA	6
1.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	8
1.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	10
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	12
2.1	OPERE IN C.A. E ACCIAIO	12
2.2	PRINCIPALI NORME UNI	12
2.3	PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR	13
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	14
3.2	PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE	16
3.3	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	16
3.4	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE - PALI	16
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE, ELEVAZIONE E BAGGIOLI	17
3.6	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	17
3.6.1	BARRE	17
3.6.2	RETI	18
3.7	COPRIFERRI	18
4	CODICI DI CALCOLO	20
4.1	SAP 2000	20
4.2	ENG – SIGMAC	21
4.3	VCASLU	21
4.4	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEI CODICI E AFFIDABILITÀ DEI MODELLI	22
4.4.1	GRADO DI AFFIDABILITÀ	22
4.4.2	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO	22
4.4.3	GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI	22
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI E FALDA	23
6	METODO DI CALCOLO	25
6.1	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	25
6.1.1	COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)	25
6.1.2	COMBINAZIONE RARA O CARATTERISTICA (SLE)	27
6.1.3	COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE)	27
6.1.4	COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE)	27

6.1.5	COMBINAZIONE SISMICA (SLU E SLE)	27
6.1.6	COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU)	27
6.2	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	28
6.3	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	33
6.4	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	33
7	SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURA	34
7.1	SPALLA	34
7.2	IMPALCATO	36
7.3	CONVENZIONI SUI SEGNI	37
8	CASI DI CARICO E COMBINAZIONI	38
8.1	CONDIZIONI ELEMENTARI	38
8.2	COMBINAZIONI	38
9	SPALLA LATO BOMPORTO	45
9.1	ANALISI DEI CARICHI	45
9.1.1	PESO PROPRIO STRUTTURALE	45
9.1.1.1	PESO PLINTO + PALI	45
9.1.1.2	PESO ELEVAZIONE SPALLA	45
9.1.2	PESO TERRA IMBARCATA	45
9.1.3	SPINTE DEL TERRENO	46
9.1.3.1	SPINTA A RIPOSO DEL TERRENO IN DIREZIONE X	46
9.1.3.2	SPINTA A RIPOSO DEL TERRENO IN DIREZIONE Y	46
9.1.4	CARICO TRASMesso DALL'IMPALCATO	47
9.1.5	URTO DEI VEICOLI IN SVIO	47
9.1.6	SPINTA RELATIVA DEL SOVRACCARICO SUL TERRAPIENO	47
9.1.6.1	CARICO ACCIDENTALE SU RILEVATO CON IMPALCATO CARICO	49
9.1.6.2	CARICO ACCIDENTALE CON IMPALCATO SCARICO	49
9.1.7	AZIONE SISMICA	50
9.1.7.1	CARICHI INERZIALI	50
9.1.7.2	SPINTA ATTIVA DEL TERRENO	51
9.1.7.3	INERZIA TERRA IMBARCATA	53
9.2	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	55
9.2.1	PARAGHIAIA	56
9.2.1.1	Carichi su muri paraghiaia	56
9.2.1.1.1	Carichi permanenti	56
9.2.1.1.2	Carichi da traffico su muri paraghiaia	57
9.2.1.2	Schematizzazione del paraghiaia	58
9.2.1.3	Armatura adottata per le verifiche	59
9.2.1.4	Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione	60
9.2.1.4.1	SLU - Direzione 1 (armatura orizzontale)	60

PROGETTISTA PROF. ING. RAFFAELE POLUZZI	CODIFICA DOCUMENTO 12.60-PB-REL-PE1.7_RELAZIONE SPALLE_REV01	FOGLIO 4 DI 141
9.2.1.4.2	SLU - Direzione 2 (armatura verticale)	60
9.2.1.5	Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione	61
9.2.1.5.1	SOLLECITAZIONI DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)	61
9.2.1.5.2	SOLLECITAZIONI Direzione 2 (verticale)	62
9.2.1.5.3	Verifiche alle tensioni – DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)	62
9.2.1.5.4	Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente – DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)	62
9.2.1.5.5	Verifiche alle tensioni – DIREZIONE 2 (VERTICALE)	63
9.2.1.5.6	Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente – DIREZIONE 2 (VERTICALE)	63
9.2.1.6	Verifica a taglio paraghiaia	64
9.2.2	MURO DI RISVOLTO	65
9.2.2.1	Schematizzazione del muro di risvolto	65
9.2.2.2	Carichi su muri di risvolto	65
9.2.2.2.1	Carichi permanenti	65
9.2.2.2.2	Carichi da traffico su muri	66
9.2.2.3	Armatura adottata per le verifiche	67
9.2.2.4	SOLLECITAZIONI	68
9.2.2.5	Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione	71
9.2.2.5.1	RISVOLTO SLU - Direzione 1 (armatura orizzontale)	71
9.2.2.5.2	RISVOLTO SLU - Direzione 2 (armatura verticale)	71
9.2.2.5.1	ORECCHIA SLU - Direzione 1 (armatura orizzontale)	72
9.2.2.5.2	ORECCHIA SLU - Direzione 2 (armatura verticale)	72
9.2.2.6	Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione	72
9.2.2.6.1	RISVOLTO Verifiche alle tensioni – DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)	72
9.2.2.6.2	RISVOLTO Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente – DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)	73
9.2.2.6.3	RISVOLTO Verifiche alle tensioni – DIREZIONE 2 (VERTICALE)	73
9.2.2.6.4	RISVOLTO Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente – DIREZIONE 2 (VERTICALE)	73
9.2.2.6.1	ORECCHIA Verifiche alle tensioni – DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)	74
9.2.2.6.2	ORECCHIA Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente – DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)	74
9.2.2.6.3	ORECCHIA Verifiche alle tensioni – DIREZIONE 2 (VERTICALE)	74
9.2.2.6.4	ORECCHIA Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente – DIREZIONE 2 (VERTICALE)	75
9.2.2.7	Verifica a taglio RISVOLTO	76
9.2.3	MARCIAPIEDE	77
9.2.3.1	Schematizzazione del MARCIAPIEDE	77
9.2.3.2	Carichi su muri di risvolto	77
9.2.3.3	Armatura adottata per le verifiche	77
9.2.3.4	SOLLECITAZIONI	77
9.2.3.5	Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione	79
9.2.3.5.1	VERIFICHE SLU - Direzione TRASVERSALE	79
9.2.3.5.2	VERIFICHE SLU - Direzione LONGITUDINALE	79
9.2.3.6	Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione	79
9.2.3.6.1	Verifiche alle tensioni – DIREZIONE TRASVERSALE	79
9.2.3.6.2	Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente – DIREZIONE TRASVERSLE	80
9.2.3.6.3	Verifiche alle tensioni – DIREZIONE LONGITUDINALE	80
9.2.3.6.4	Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente – DIREZIONE LONGITUDINALE	80
9.2.3.1	Verifica a taglio MARCIAPIEDE	81
9.2.4	PLATEA DI FONDAZIONE	82
9.2.4.1	Schematizzazione della platea	82

9.2.4.2	Armatura adottata per le verifiche	83
9.2.4.3	COMPORTAMENTO A BIELLA	85
9.2.4.3.1	Verifiche allo stato limite ultimo per pressoflessione E RARA	87
9.2.4.3.1	Verifiche A FESSURAZIONE - BIELLE	92
9.2.4.4	COMPORTAMENTO FLESSIONALE (ZONA CENTRALE)	100
9.2.4.4.1	Verifiche allo stato limite ultimo per pressoflessione (SLU-SLV)	100
9.2.4.4.2	Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione – direzione x TIPICA	102
9.2.4.4.1	Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione – direzione x INTEGRATIVA	103
9.2.4.4.2	Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione – direzione y TIPICA	104
9.2.4.4.1	Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione – direzione y INTEGRATIVA	105
9.2.4.5	Verifica a taglio della platea	106
9.2.5	PALI DI FONDAZIONE	109
9.2.5.1	Schematizzazione dei pali	109
9.2.5.2	Armatura adottata per le verifiche	110
9.2.5.3	Verifiche allo stato limite ultimo per flessione (SLU-SLV)	111
9.2.5.4	Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione – da testa palo a -8.60 m	113
9.2.5.5	Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente	114
9.2.5.6	Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione – da -8.60 a -19.0 M	115
9.2.5.7	Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente	116
9.2.5.8	Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione – da -19.0 piede palo	116
9.2.5.9	Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente	117
9.2.5.10	Verifiche a taglio	118
9.2.6	SOLLECITAZIONI PER PORTANZA PALI	121
9.2.6.1	VERIFICHE DI PORTANZA VERTICALE	122
9.2.6.2	VERIFICHE DI PORTANZA LATERALE	135
9.2.6.3	CALCOLO CEDIMENTI PALI	139

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento delle sottostrutture, in specifico le spalle, dell'opera che scavalca il fiume Panaro il corrispondenza di Bomporto, appena fuori dall'abitato percorrendo la SP1.



L'opera è prevista in sostituzione dell'attuale ponte, il quale è rimasto significativamente danneggiato dai recenti eventi sismici che hanno interessato la Provincia di Modena nel maggio 2012.

Il nuovo ponte potrà ospitare una carreggiata di larghezza complessiva pari a 14.00 m, con sezione stradale di cat.F1 caratterizzata da due corsie di transito di larghezza 3.50 m e banchine di larghezza 1.00 m (per un totale di 9.00 m) cui si aggiungono due piste ciclabili laterali, ciascuna di m.1.50 + 1.00m per i cordoli (0.60+0.40m).

Il ponte presenta una campata unica di luce $L = 79.00\text{m}$ circa, con soluzione ad arco a via inferiore e pendini inclinati secondo lo schema Nielsen.

L'eliminazione delle pile intermedie in alveo comporterà un significativo miglioramento dal punto di vista idraulico.

Per la descrizione degli elementi costituenti l'impalcato si rimanda alla relazione specifica inscindibile dal presente documento, mentre di seguito si riassumono le caratteristiche geometriche specifiche delle spalle.

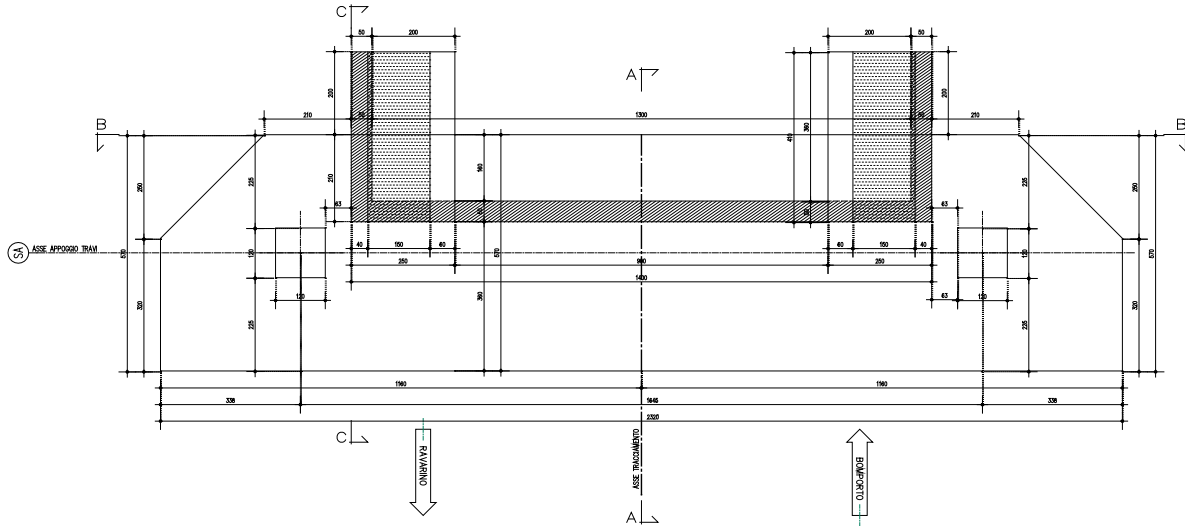
Le spalle a sostegno del ponte in oggetto sono pressoché identiche, a meno dei muri di risvolto che devono assecondare la variabilità plano-altimetrica del profilo stradale; per poter interferire in maniera minimale con l'argine si è scelto di realizzare "spalle passanti" costituite da una platea di fondazione superficiale che si attesta su n.5 pali di grande diametro $d=200\text{cm}$. I pali saranno di lunghezza $L=40.0\text{m}$, sia per la spalla SA (lato Bomporto) sia per la spalla SB (lato Ravarino); per la presenza di strati liquefacibili la spalla SB sarà interessata da un intervento di mitigazione del fenomeno di liquefazione, per i dettagli delquale si rimanda alla relazione specifica.

Planimetricamente la spalla presenta una geometria a sezione rettangolare, con smussi contro terra, per un ingombro complessivo di $23.20 \times 5.70 \times (2.20 + 2.10)$ di altezza: il paraghiaia si sviluppa per una larghezza pari a 14.0m, mentre i risvolti si sviluppano per $1.60\text{m} + 2.0\text{m}$ di orecchia a contenere il rilevato stradale.

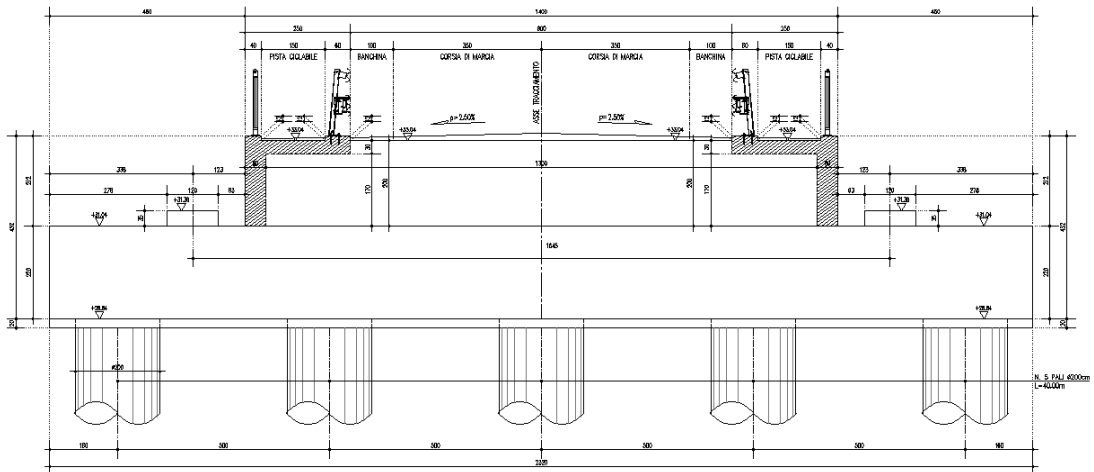
1.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Spalla SA – Bomporto: Pianta, Prospetto, Sezione

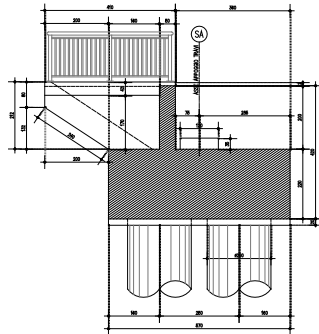
PIANTA A QUOTA APPOGGI 1:50



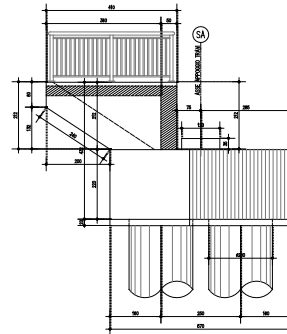
PROSPETTO 1:50



SEZIONE A-A 1:50

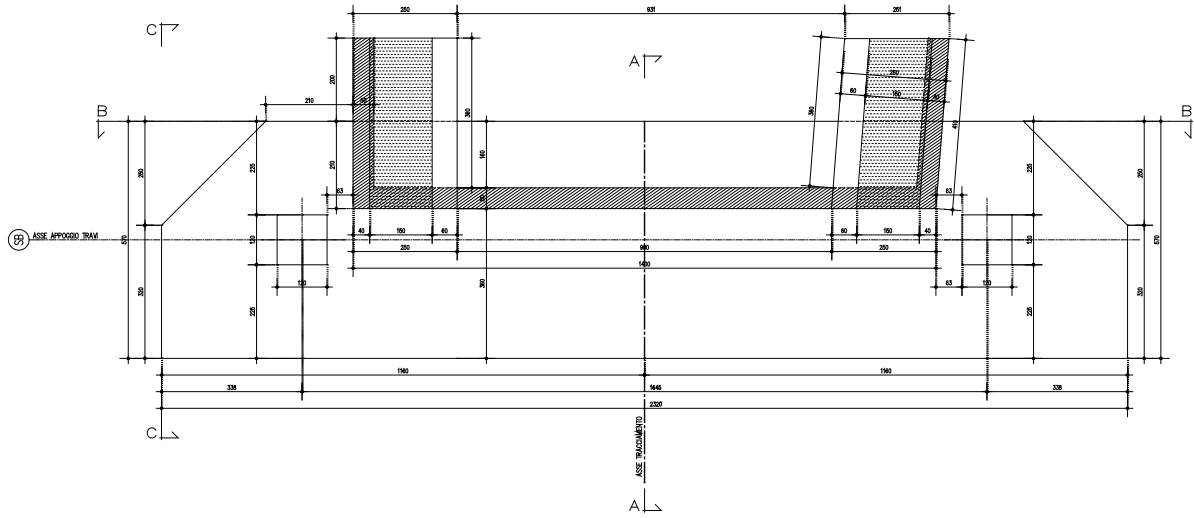


PROSPETTO MURO DI RISVOLTO (VISTA C-C) 1:50

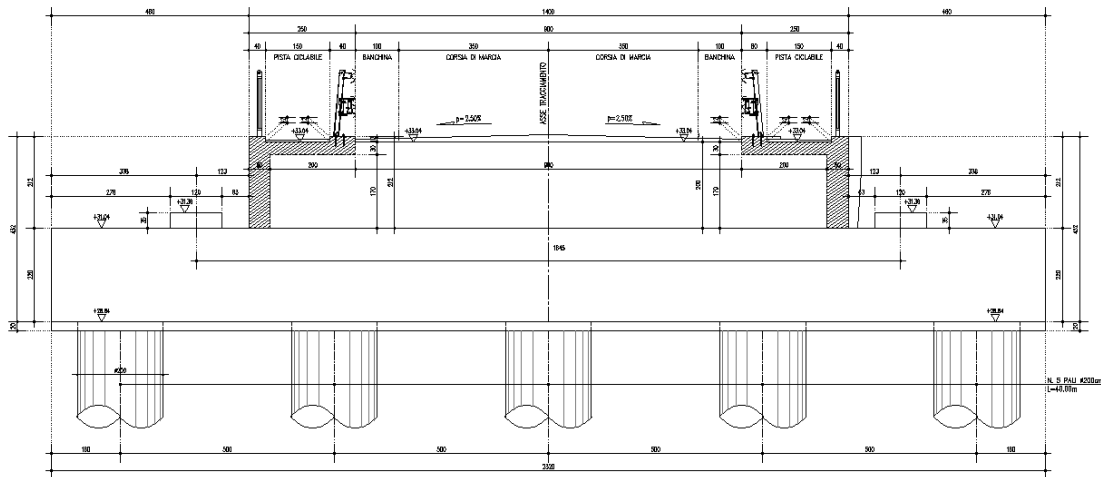


Spalla SB- Ravarino: Pianta, Prospetto, Sezione

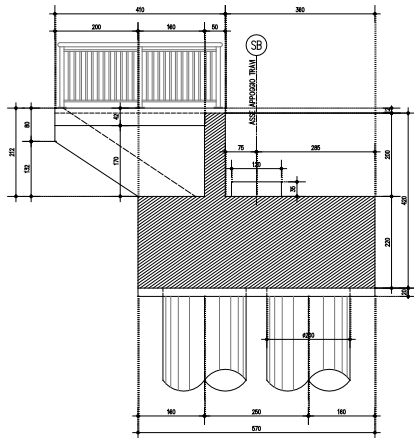
PIANTA A QUOTA APPOGGI 1:50



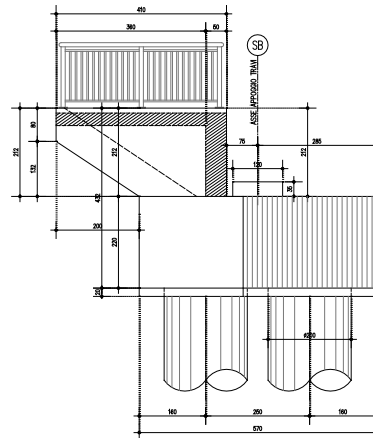
PROSPETTO 1:50



SEZIONE A-A 1:50



PROSPETTO MURO DI RISVOLTO 1:50



1.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è inscindibile dagli elaborati grafici e dai seguenti documenti:

1		RELAZIONI	
	1	Relazione generale	
	2	Quadro generale di spesa	
	3	1	Relazione geologica geotecnica e sulla modellazione sismica
		2	Relazione sugli interventi per la mitigazione del potenziale di liquefazione
	4		IDRAULICA
		1	Relazione idraulica
		2	Sezione idraulica
	5		Relazione di calcolo impalcato ad arco
	6		Relazione sugli apparecchi d'appoggio con analisi sismica
	7		Relazione di calcolo spalle
	8		Relazione sulle procedure di montaggio e varo dell'impalcato metallico ad arco
2		COROGRAFIA	
3		PLANIMETRIE	
	1		Planimetria generale
	2		Planimetria tecnica
	3		Planimetria tracciamento
	4		Planimetria viabilita' provvisoria
	5		Planimetria segnaletica
	6		Planimetria interferenze
	7		Planimetria reti tecnologiche: illuminazione pubblica
	8		Interventi in alveo: planimetria, sezioni e particolari costruttivi
4		PROFILO LONGITUDINALE	
	1		Profilo longitudinale asse principale
	2		Profilo longitudinale assi secondari
5		SEZIONI TIPO	
6		SEZIONI TRASVERSALI	
	1		Sezioni trasversali asse principale
		1	Sezioni 1-13 asse principale
		2	Sezioni 14-21 asse principale
		3	Sezioni 22-29 asse principale
		4	Sezioni 30-37 asse principale
		5	Sezioni 38-45 asse principale
		6	Sezioni 46-53 asse principale
		7	Sezioni 54-61 asse principale
	2		Sezioni trasversali asse 1
		1	Sezioni 1-10 asse 1
		2	Sezioni 11-17 asse 1
		3	sezioni 18-22 asse 1
	3		Sezioni trasversali asse 2
		1	Sezioni 1-8 asse 2
		2	Sezioni 9-16 asse 2
		3	Sezioni 17-24 asse 2
7		ELABORATI STRUTTURALI	
	1		Prescrizioni materiali e note generali
	2		Prospetto e Planimetria
	3		Sezione Longitudinale e Sezioni trasversali
	4		SPALLE
		1	Planimetria tracciamento pali

	2	Armatura Pali di fondazione
	3	Carpenteria Spalla A
	4	Armatura Fondazione Spalla A
	5	Armatura Elevazione Spalla A
	6	Carpenteria Spalla B
	7	Armatura Fondazione Spalla B
	8	Armatura Elevazione Spalla B
5		IMPALCATO AD ARCO
	1	Carpenteria metallica: Prospetto, Sezione longitudinale, Pianta, Sezioni trasversali
	2	Carpenteria metallica: Archi e Catene. Tav.1/2
	3	Carpenteria metallica: Archi e Catene. Tav.2/2
	4	Carpenteria metallica: Pendini di appensione
	5	Carpenteria metallica: Controvento degli archi
	6	Carpenteria metallica: Traversi Tav.1/2
	7	Carpenteria metallica: Traversi Tav.2/2
	8	Carpenteria metallica: Travi longitudinali e controvento dell'impalcato
	9	Carpenteria metallica: Pioli connettori
	10	Carpenteria metallica: Dettagli saldature
	11	Soletta: Carpenteria e abaco elementi prefabbricati. Tavola 1/3
	12	Soletta: Carpenteria e abaco elementi prefabbricati. Tavola 2/3
	13	Soletta: Carpenteria e abaco elementi prefabbricati. Tavola 3/3
	14	Soletta: Armatura
	15	Impalcato: Elementi di arredo
6		Isolatori e giunti
	7	Fasi di montaggio impalcato ad arco
	8	Varo impalcato ad arco
	9	Interventi per la mitigazione del potenziale di liquefazione
8		TAVOLE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE
	1	sezione litotecnica
9		ESPROPRI
	1	Planimetria catastale
	2	Piano particellare di esproprio
	3	Elenco proprietari
10		OPERE PROVVISORIALI
	1	Cava di prestito: planimetria
	2	Cava di prestito: sezioni trasversali
	3	Rampa di accesso: planimetria, profilo e sezioni
11		SCHEMA DI ORGANIZZAZIONE DEL CANTIERE
12		CRONOPROGRAMMA
13		PIANO DI SICUREZZA E COORDINAMENTO
14		PIANO DI MANUTENZIONE
15		ELENCO PREZZI UNITARI
16		COMPUTO METRICO ESTIMATIVO
17		CAPITOLATO SPECIALE DI APPALTO. NORME GENERALI
18		CAPITOLATO SPECIALE DI APPALTO. NORME TECNICHE
19		SCHEMA DI CONTRATTO
20		STATO DI FATTO
	1	Planimetria di rilievo
	2	Elenco punti di rilievo
	3	Monografie capisaldi
21		DOCUMENTAZIONE STORICA
22		DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 OPERE IN C.A. E ACCIAIO

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086;

Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

2.2 PRINCIPALI NORME UNI

UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: "Criteri generali di progettazione strutturale";

UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";

UNI EN 1991-1-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: "Azione del vento";

UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: "Carico da traffico sui ponti";

UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: "Regole generali e regole per gli edifici";

UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: "Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi";

UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";

UNI EN 1993-1-8 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti";

UNI EN 1993-1-9 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-9: Fatica";

UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) –Gennaio 2007: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio";

UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";

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";

UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti";

UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;

UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;

UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.3 PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR

CNR 10011/97 – Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;

CNR 10016/00 – Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni;

CNR 10018/99 – Apparecchi di appoggio per le costruzioni. Istruzioni per l'impiego;

CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

Norme stradali

D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade

D.M. 22 aprile 2004 – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”

Decreto Legislativo 30 aprile 1992 n. 285– Nuovo codice della strada;

D.P.R. 16 dicembre 1992 n. 495 – Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada;

D.Lgs. 15 gennaio 2002 n. 9 – Disposizioni integrative e correttive del nuovo codice della strada, a norma dell'articolo 1, comma 1, della L. 22 marzo 2001, n. 85.

D.L. 20 giugno 2002 n. 121 – Disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale

L. 1 agosto 2002 n. 168 – Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 20 giugno 2002, n. 121, recante disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale

D.L. 27 giugno 2003 n. 151 – Modifiche ed integrazioni al codice della strada

L. 1 agosto 2003 n. 214 – Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 27 giugno 2003, n. 151, recante modifiche ed integrazioni al codice della strada

D.M. 30 novembre 1999 n. 557 – Regolamento recante norme per la definizione delle caratteristiche tecniche delle piste ciclabili

Bollettino CNR n. 150 – Norme sull'arredo funzionale delle strade urbane.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 14.01.2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

3.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Questa tabella è da compilarsi in funzione dell’opera da eseguire: associare ad ogni elemento progettuale (fondazione, elevazione.....) .

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9838	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rck minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copriferro minimo Mn
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
XC0	Molto secco	Cls per interni di edifici con umidità relativa molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Corrosione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa o immersi in acqua	2a	0,65	280	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cls per interni con umidità relativa moderata e alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Corrosione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Pisone; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggio	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine sommerse	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/sgelo con o senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

Conglomerato cementizio per elementi strutturali opere principali (Ponti)

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	RICOPRIMENTO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	RAPPORTO ACQUA/CEMENTO (+Aria %)	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI	XC2	C25/30	$c_{nom}=25+10+25=60$	S4	0.60	32
PLATEA SPALLA	XC4+XD1+XF3	C32/40	$c_{nom}=30+10+10=50$	S4	0.50 (+3%)	32
ELEVAZIONE SPALLA	XC4+XD1+XF3	C32/40	$c_{nom}=30+10+10=50$	S4	0.50 (+3%)	25
BAGGIOLI	XC4+XD2+XF4	C32/40	$c_{nom}=40+10+5+5=60$	S4	0.45 (+3%)	10
SOLETTA	XC4+XD1+XF3	C32/40	$c_{nom}=30+10+5=45$	S4	0.50 (+3%)	25
CORDOLI MARCIAPIEDI	XC4+XD2+XF4	C32/40	$c_{nom}=40+10+5=55$	S4	0.45 (+3%)	25
PREDALLES E VELETTE	XC3	C28/35	$c_{nom}=20+10+5=35$	S4	0.55	20

In cui nei copriferri nominali si è considerato:

- +10mm per la vita nominale $V_N = 100$ anni
- +5mm per le tolleranze (+25mm per i pali)
- +5mm per la classe di resist. $C < C_{min}$ (per cordoli e baggioli)

3.2 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE

Nel capitolo 4 del DM 14.01.2008 si identificano i parametri a cui fare riferimento per la verifica a fessurazione.

Tabella 4.LIII – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Tabella 4.LIV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Scheda riassuntiva parametri di fessurazione secondo DM2008 – Opere Principali:

ELEMENTO	Classe di esposizione	Gruppo di esigenza	Combinazione	w_d
PALI	XC2	a	frequente	0.4
			quasi permanente	0.3
PLATEA SPALLA	XC4+XD1+XF3	b	frequente	0.3
			quasi permanente	0.2
PARAGHIAIA E RISVOLTI	XC4+XD1+XF3	b	frequente	0.3
			quasi permanente	0.2
BAGGIOLI	XC4+XD2+XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2

3.3 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15 ($R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$).

3.4 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE - PALI

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato della galleria e dei muri, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

Classe di calcestruzzo			C25/30	
Resistenza		Rck	N/mm^2	30
Resistenza a compressione (cilindrica)	$= 0.83 * R_{ck} =$	f_{ck}	N/mm^2	24.90
Resistenza di calcolo a compressione	$= \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	f_{cd}	N/mm^2	14.11
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$= 0.60 * f_{ck} =$	f_{ce}	N/mm^2	14.94
	$= 0.60 * f_{ck} =$	f_{cRARE}	N/mm^2	14.94
	$= 0.45 * f_{ck} =$	f_{cQP}	N/mm^2	11.21

Trazione normale				
Resistenza a trazione media	$= 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	f_{ctm}	N/mm ²	2.56
Resistenza a trazione	$= 0.7 * f_{ctm} =$	f_{ctk}	N/mm ²	1.79
Resistenza a trazione di calcolo	$= f_{ctk} / \gamma_c =$	$ca-f_{ctd}$	N/mm ²	1.19
Resistenza di calcolo a trazione	$= 0.50 * f_{ctk} =$	f_{ctE}	N/mm ²	0.90
Trazione per flessione				
Resistenza a trazione media per flessione	$= 1.2 * f_{ctm} =$	f_{ctfm}	N/mm ²	3.07
Resistenza a trazione per flessione	$= 0.7 * f_{ctfm} =$	f_{ctfk}	N/mm ²	2.15
Resistenza a trazione di calcolo per flessione	$= f_{ctfk} / \gamma_c =$	$ca-f_{ctfd}$	N/mm ²	1.43
Modulo elastico		E_{cm}	N/mm ²	31447

3.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE, ELEVAZIONE E BAGGIOLI

Per la realizzazione delle opere di fondazione (platea spalla), elevazione in cemento armato (paraghiaia, risvolti) e baggioli si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ N/mm²), che presenta le seguenti caratteristiche:

Classe di calcestruzzo				
			C32/40	
Resistenza		R_{ck}	N/mm ²	40
Resistenza a compressione (cilindrica)	$= 0.83 * R_{ck} =$	f_{ck}	N/mm ²	33.20
Resistenza di calcolo a compressione	$= \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	f_{cd}	N/mm ²	18.81
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$= 0.60 * f_{ck} =$	f_{cE}	N/mm ²	19.92
	$= 0.60 * f_{ck} =$	f_{cRARE}	N/mm ²	19.92
	$= 0.45 * f_{ck} =$	f_{cQP}	N/mm ²	14.94
Trazione normale				
Resistenza a trazione media	$= 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	f_{ctm}	N/mm ²	3.10
Resistenza a trazione	$= 0.7 * f_{ctm} =$	f_{ctk}	N/mm ²	2.17
Resistenza a trazione di calcolo	$= f_{ctk} / \gamma_c =$	$ca-f_{ctd}$	N/mm ²	1.45
Resistenza di calcolo a trazione	$= 0.50 * f_{ctk} =$	f_{ctE}	N/mm ²	1.08
Trazione per flessione				
Resistenza a trazione media per flessione	$= 1.2 * f_{ctm} =$	f_{ctfm}	N/mm ²	3.72
Resistenza a trazione per flessione	$= 0.7 * f_{ctfm} =$	f_{ctfk}	N/mm ²	2.60
Resistenza a trazione di calcolo per flessione	$= f_{ctfk} / \gamma_c =$	$ca-f_{ctfd}$	N/mm ²	1.74
Modulo elastico		E_{cm}	N/mm ²	33643

3.6 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

3.6.1 BARRE

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{v \text{ misurato}}/f_{v \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	450.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	→ $\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm ²

3.6.2 RETI

Per le reti metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450A controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 2.50\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,05 \leq R_m/R_e$
Rapporto $f_{v \text{ misurato}}/f_{v \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	450.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	→ $\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm ²

3.7 COPRIFERRI

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h .

Vale pertanto:

$$c_{nom} = c_{min} + h$$

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5mm.

Considerata la Classe di esposizione ambientale delle singole parti strutturali dell'opera, si adottano i seguenti copriferri.

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	RICOPRIMENTO (mm)
PALI	XC2	C25/30	$c_{nom} = 25 + 10 + 25 = 60$

PLATEA SPALLA	XC4+XD1+XF3	C32/40	$c_{nom}=30+10+10=$ $= 50$
ELEVAZIONE SPALLA	XC4+XD1+XF3	C32/40	$c_{nom}=30+10+10=$ $= 50$
BAGGIOLI	XC4+XD2+XF4	C32/40	$c_{nom}=40+10+5+5=$ $= 60$
SOLETTA	XC4+XD1+XF3	C32/40	$c_{nom}=30+10+5=$ $= 45$
CORDOLI MARCIAPIEDI	XC4+XD2+XF4	C32/40	$c_{nom}=40+10+5=$ $= 55$
PREDALLES E VELETTE	XC3	C28/35	$c_{nom}=20+10+5=$ $= 35$

4 CODICI DI CALCOLO

Per il dimensionamento delle spalle e delle pile si è ricorso all'impiego dei seguenti codici di calcolo, per la cui descrizione estesa si rimanda alla relazione tecnica illustrativa.

4.1 SAP 2000

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
SAP 2000	12.2.04	12 Ottobre 2010	CSI	10.09.2009	(fare riferimento al produttore)

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con il programma SAP 2000 (prodotto dalla CSI Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA).

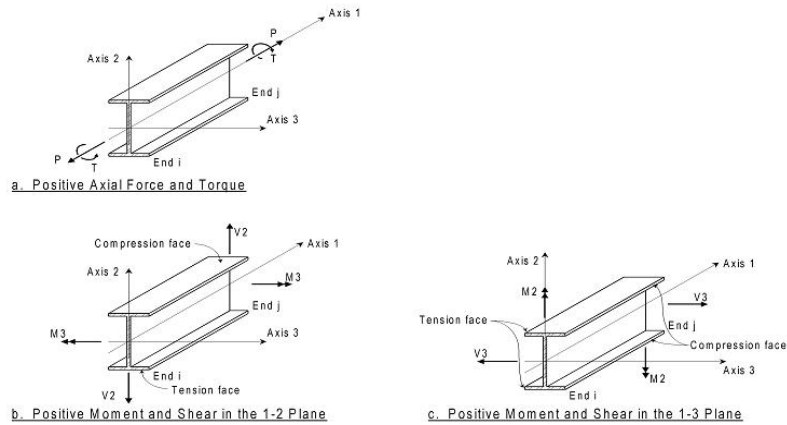
L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti.

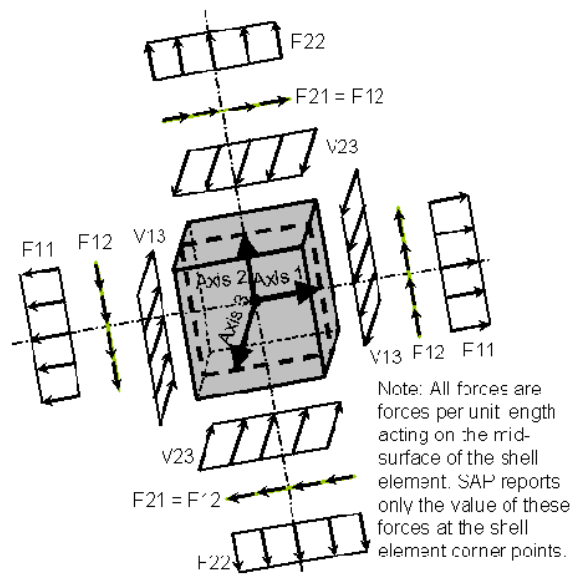
Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo FRAME (trave)
- Elemento tipo SHELL (membrana o piastra quadrilatera)
- Elemento tipo PLANE (membrana o piastra da tre a nove nodi)
- Elemento tipo SOLID (solidi simmetrici)
- Elemento tipo ASOLID (solidi asimmetrici)
- Elemento tipo NLLINK (elementi con proprietà non lineari) che si dividono in :
 1. Elemento DAMPER (smorzatore)
 2. Elemento GAP (elemento resistente alla sola compressione)
 3. Elemento HOOK (elemento resistente alla sola trazione)
 4. Elemento ISOLATOR 1 (isolatore isteretico biassiale)
 5. Elemento ISOLATOR 2 (comportamento di gap nella direzione verticale e isolatore a frizione nelle due direzioni del taglio)

Il programma SAP 2000 applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse. Oltre all'analisi statica e dinamica delle strutture, il programma può svolgere l'analisi P-Delta e l'analisi delle strutture da ponte sottoposte all'azione di carichi mobili, costruendo le linee d'influenza ad essi relative. L'analisi sismica lineare o non lineare, infine, può essere svolta sottoponendo la struttura all'azione di uno spettro di risposta o a quella di un'accelerogramma reale (time history analysis).



Elementi Frame – Convenzione sui segni



Elementi Shell – Convenzione sui segni

4.2 ENG – SIGMAC

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
Eng	8.31	Dicembre 2012	SIGMAC Soft		(fare riferimento al produttore)

4.3 VCaSLU

Il programma VcaSlu consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a pressoflessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo stato limite ultimo che con il metodo n.

4.4 GRADO DI AFFIDABILITÀ DEI CODICI E AFFIDABILITÀ DEI MODELLI

4.4.1 GRADO DI AFFIDABILITÀ

L'affidabilità dei codici di calcolo e' garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, come indicato nei paragrafi precedenti. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

4.4.2 VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO

Il modelli di calcolo adottati sono da ritenersi appropriati in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati. Inoltre ogni implementazione è affiancata da fogli di excell implementati all'interno dello studio che consentono una valutazione di massima preliminare dei carichi statici, sistematicamente confrontati con i valori di output del modello implementato.

4.4.3 GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI E FALDA

Le caratteristiche geotecniche dei terreni sono prese dalla relazione geologica-geotecnica forniteci dalla Provincia di Modena, e successive integrazioni, alle quali si rimanda per i dettagli.

Per quanto riguarda la definizione delle spinte del terreno sui manufatti si potrà far riferimento ai seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

Angolo di resistenza al taglio $\phi' = 30^\circ$.

Sulla base delle indicazioni emerse dall'analisi delle prove penetrometriche statiche e sulla base delle litologie presenti, sono stati caratterizzati e parametrizzati, dal punto di vista geotecnico, i terreni di fondazione.

I parametri geotecnici caratteristici per i materiali presenti sono i seguenti (per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geologica-geotecnica):

Spalla Lato Bomporto (A)

1. In termini di parametri di resistenza:

Profondità dal p.c. (m)	Unità Formazionale e Litotecnica	γ'_d (kN/m ³)	γ'_w (KN/m ³)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°)	C_{uk} (kPa)
0.20 - 1.00/1.40	Riporto	/	/	/	/	/
1.00/1.40 - 7.80/10.80	Limi argillosi a media-bassa consistenza (A)	15	18	3	17	50
7.80/10.80 - 21.40/26.00	Argille e argille limose mediamente consistenti (B)	15	18	4	18	70
21.40/26.00 - 26.00/28.80	Limi sabbiosi sciolti (C)	16	18.5	0	22	/
26.00/28.80 - 29.40/32.00	Argille limose mediamente consistenti (D)	16	18	5	19	85
29.40/32.00 - 31.40/35.60	Sabbie mediamente addensate (E)	19	20	0	28	/
31.40/35.60 - 36.20/38.80	Argille e argille limose da mediamente consistenti a consistenti (F)	16	18	5	19	80
36.20/38.80 - 38.40/41.20	Sabbie mediamente addensate (E)	19	20	0	28	/
38.40/41.20 - 56.00	Argille e argille limose consistenti (G)	17	19	5	20	100

Spalla Lato Ravarino (B)

1. In termini di parametri di resistenza:

Profondità dal p.c. (m)	Unità Formazionale e Litotecnica	γ'_d (kN/m ³)	γ'_w (KN/m ³)	c' _k (kPa)	ϕ'_k (°)	C _{uk} (kPa)
0.20 - 1.00	Riporto	/	/	/	/	/
1.00 - 9.20	Limi sabbiosi sciolti (A)	16	18.5	0	24	/
9.20 - 12.00	Sabbie sciolte (B)	18	20	0	26	/
12.00 - 14.40	Sabbie mediamente addensate (C)	18	20	0	28	/
14.40 - 21.00	Argille limose mediamente consistenti (D)	15	18	5	19	70
21.00 - 26.30	Limi argillosi a media-bassa consistenza (E)	14.5	17.5	3	17	50
26.30 - 29.70	Argille limose mediamente consistenti (D)	15	18	5	19	70
29.70 - 31.10	Sabbie mediamente addensate (C)	19	20	0	28	/
31.10 - 37.00	Argille e argille limose da mediamente consistenti a consistenti (F)	17	19	5	20	95
37.00 - 38.00	Sabbie debolmente addensate (C)	19	20	0	27	/
37.00 - 63.00	Argille e argille limose da mediamente consistenti a consistenti (F)	17	19	5	20	95

Ai fini del calcolo delle fondazioni la quota della falda è assunta cautelativamente a quota sommità pali.

6 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

Ai fini delle verifiche degli stati limite si considerano le seguenti combinazioni delle azioni (paragrafo 2.5.3, delle NTC).

6.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

6.1.1 COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)

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

dove:

G1 peso di tutti gli elementi strutturali

G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

Q_{k1} azione variabile dominante

Q_{ki} azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante

Il ritiro e la viscosità nelle NTC sono indicate genericamente come azioni permanenti G (punto 2.5.1.3).

Fra i carichi variabili, ai fini del si distinguono le seguenti azioni significative:

Q carichi da traffico

Q_T variazioni termiche

Q_w azione del vento

I valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione ψ nel caso dei ponti stradali sono indicati rispettivamente nelle Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI delle NTC, tabelle che vengono di seguito riportate.

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

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

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
Vento q_3	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_3	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

6.1.2 COMBINAZIONE RARA O CARATTERISTICA (SLE)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 6.1.1.

6.1.3 COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 6.1.1.

6.1.4 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 6.1.1.

6.1.5 COMBINAZIONE SISMICA (SLU E SLE)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 6.1.1.

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

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

Per i carichi dovuti al transito dei mezzi si assume $\Psi_{2j} = 0.2$.

Gli effetti delle tre componenti del sisma sono combinati secondo l'espressione:

$$1.00E_x + 0.30E_y + 0.30E_z \quad (\text{con rotazione dei coefficienti moltiplicativi})$$

Nelle presenti verifiche si considera anche il sisma verticale, anche se non richiesto dalle NTC (ricadendo l'opera in zona 3).

6.1.6 COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 6.1.1.

6.2 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;

nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

SPALLE

Nel paragrafo § 7.9 della NTC2008, specifico per i ponti, si legge: "La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle spalle o ad appositi apparecchi dissipativi"...."Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della "gerarchia delle resistenze"....".

Essendo le spalle sede di appoggi mobili, secondo quanto prescritto dalla normativa vigente (punto § 7.9.5.6.1), il comportamento della spalla è praticamente disaccoppiato da quello del resto del ponte

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'opera oggetto della presente relazione ricade in zona sismica 3

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV ($C_u = 2.0$)

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica TR espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c :

$a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*_c \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S \rightarrow$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

Il ponte in oggetto ricade nel Comune di Bomporto (Modena) - Latitudine di 44.72736 e Longitudine 11.04506

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*_c) per lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (per gli isolatori) e lo Stato Limite di salvaguardia della vita (per le sovrastrutture e sottostrutture) sono stati ricavati utilizzando il sw Spettri-NTVver.1.0.3.xls rilasciato all'uopo dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Tali valori sono i seguenti:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

Elaborazioni grafiche

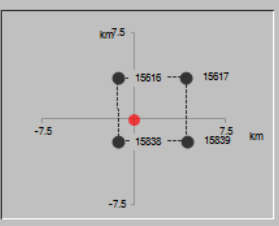
Grafici spettri di risposta \rightarrow

Variabilità dei parametri \rightarrow

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri \rightarrow

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo


Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata \downarrow



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{V,R} = 81\%$
- SLD - $P_{V,R} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{V,R} = 10\%$
- SLC - $P_{V,R} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno §

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.087	2.516	0.269
SLD	201	0.110	2.573	0.269
SLV	1898	0.269	2.465	0.289
SLC	2475	0.297	2.441	0.293

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Per la determinazione dell'azione di progetto vengono definiti la Categoria del sottosuolo e la Categoria topografica, nonché il fattore di struttura:

il sottosuolo su cui insiste l'opera è inserito nella categoria C;

la zona topografica è ascrivibile alla categoria T1;

Il valore del fattore di struttura orizzontale q_0 è fissato ad 1.0 in ottemperanza a quanto previsto dalla Normativa per verifiche allo SLC per gli isolatori) e SLV per le sovrastrutture e sottostrutture. Al fattore q della componente verticale è attribuito il valore 1.0 come previsto per gli impalcati al § 7.9.5.3

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo **C** info $S_B = 1.302$ $C_C = 1.582$ info
Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **15** $\eta = 0.707$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_c **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta
 $S_{p,o}$ [g]
 $S_{p,v}$ [g]
 S_e [g]
T [s] 4

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.269 g
F_o	2.465
T_c	0.289 s
S_s	1.302
C_c	1.582
S_T	1.000
q	1.414

Parametri dipendenti

S	1.302
η	0.707
T_B	0.152 s
T_C	0.457 s
T_D	2.676 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_o(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

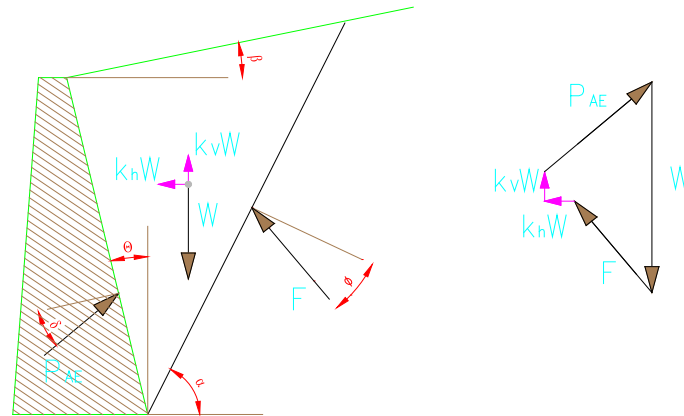
	T [s]	Se [g]
	0.000	0.350
T_B ←	0.152	0.610
T_C ←	0.457	0.610
	0.563	0.496
	0.668	0.417
	0.774	0.360
	0.879	0.317
	0.985	0.283
	1.091	0.256
	1.196	0.233
	1.302	0.214
	1.408	0.198
	1.513	0.184
	1.619	0.172
	1.725	0.162
	1.830	0.152
	1.936	0.144
	2.042	0.137
	2.147	0.130
	2.253	0.124
	2.359	0.118
	2.464	0.113
	2.570	0.109
T_D ←	2.676	0.104
	2.739	0.099
	2.802	0.095
	2.865	0.091
	2.928	0.087
	2.991	0.083
	3.054	0.080
	3.117	0.077
	3.180	0.074
	3.243	0.071
	3.306	0.068
	3.369	0.066
	3.432	0.063
	3.496	0.061
	3.559	0.059
	3.622	0.057
	3.685	0.055
	3.748	0.054
	3.811	0.054
	3.874	0.054
	3.937	0.054
	4.000	0.054

Per le spalle il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad $a_g S$.

6.3 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO

Il calcolo delle spinte del terreno (per le strutture di sostegno – spalle) verrà svolto considerando uno schema di “spinta a riposo” in condizioni di esercizio.

In condizioni sismiche si considererà lo schema di “spinta attiva” con incremento dinamico secondo l’approccio di Mononobe-Okabe.



$$E_d = 1/2 \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

H : altezza del muro

E_{ws} : spinta idrostatica

γ^* : peso specifico del terreno

K : coefficiente di spinta del terreno (statico+dinamico)

$$\psi = \arctan (k_h / (1 \pm k_v)) =$$

$$k_{AE} = \frac{[\cos^2 (\phi - \theta - \psi)]}{[\cos \psi \cos^2 \theta \cos (\delta + \theta + \psi) (1 + ((\sin (\delta + \phi) \sin (\phi - \beta - \psi) / \cos (\delta + \theta + \psi) / \cos (\beta - \theta))^{1/2})^2]}$$

$$\Delta e_d = P_{AE (k_v)} - S_a$$

6.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche degli elementi strutturali verranno svolte secondo quanto prescritto dalla normative in vigore (DM 14/01/2008); i limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

SPALLE

Per la tipologia di vincolamento assunto (isolatori elastomerici) in condizioni sismiche le “sottostrutture” devono rimanere in campo elastico; si sono quindi effettuate le seguenti verifiche: allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio e di controllo del mantenimento del comportamento elastico dei materiali per le condizioni sismiche, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

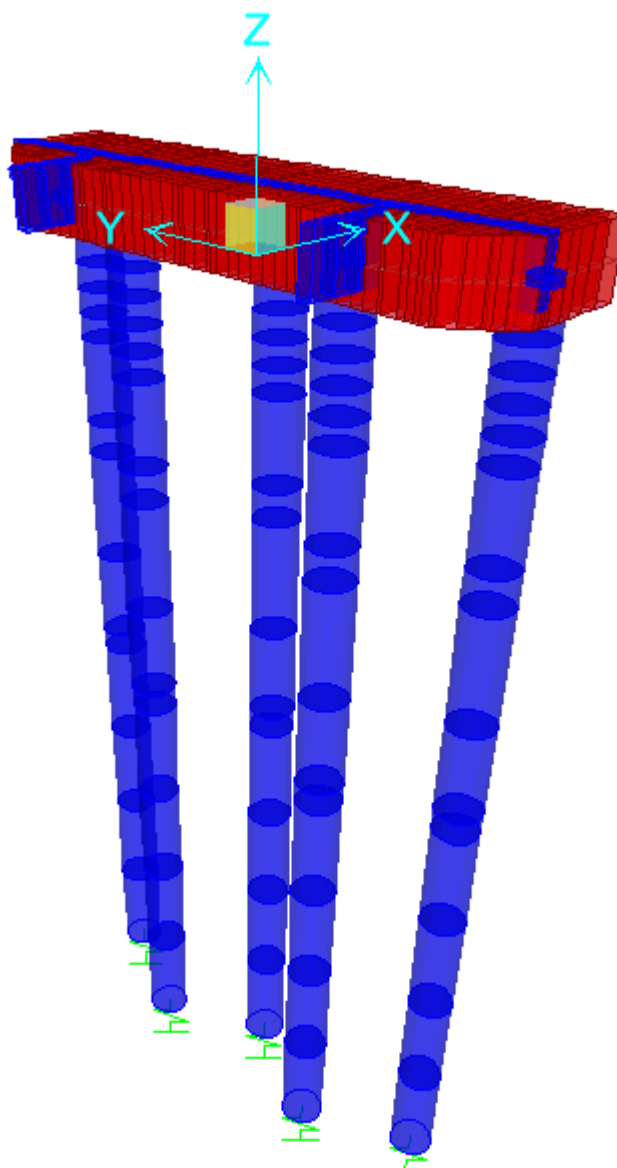
7 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURA

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte della spalla si è fatto ricorso ad un modello di calcolo con l'elaboratore, utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 della CSI.

Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto.

7.1 SPALLA

La spalla è l'elemento principale di verifica: è quindi stata implementata come struttura ogni sua parte. Di seguito si riportano due immagini del modello della spalla che è stato realizzato con il programma agli elementi finiti sopra citato.



Schematizzazione struttura Modello 3D

Pali

I pali sono schematizzati come elementi frame di rigidezza equivalente al palo in oggetto (modulo elastico relativo al materiale e area relativa all'elemento). Nella modellazione che è stata effettuata nel programma agli elementi

finiti è stata differenziata la parte della palificata in rilevato da quella in terra. Agli elementi che schematizzano i tratti di pali immersi nel terreno sono state applicate delle molle lineari nelle 2 direzioni principali dell'elemento cui si è stabilito di attribuire un coefficiente $k=0.8\text{kg/cm}^3$ (suolo elastico alla Winkler). Per il tratto superiore dei pali in rilevato (2.0m dall'intradosso della platea) è stata trascurata la presenza del terreno a favore di sicurezza. Il piede è stato vincolato con una molla verticale la cui rigidezza è stata valutata secondo le indicazioni fornite da (da Poulos-Davis) e di seguito riportate:

Costante di Winkler laterale (per i pali):

$$k_h = 0.8 \text{ kg/cm}^3$$

Rigidezza verticale del palo L=40.00m (da Poulos-Davis):

$$P = k \rho$$

P: Carico in sommità

ρ : Cedimento in sommità palo

k: Rigidezza verticale k del palo

$$k = E_s d / I = 150 \cdot 200 / 0.096 \approx 312 \text{ t/cm}$$

in cui:

$$I = I_0 R_k R_h R_v = 0.095 \cdot 1.1 \cdot 1.0 \cdot 0.92 = 0.096$$

$I_0 = 0.095$ coefficiente di influenza del cedimento

$R_k = 1.1$ fattore di correzione per la compressibilità del palo

$R_h = 1.0$ fattore di correzione per eventuale presenza di substrato rigido

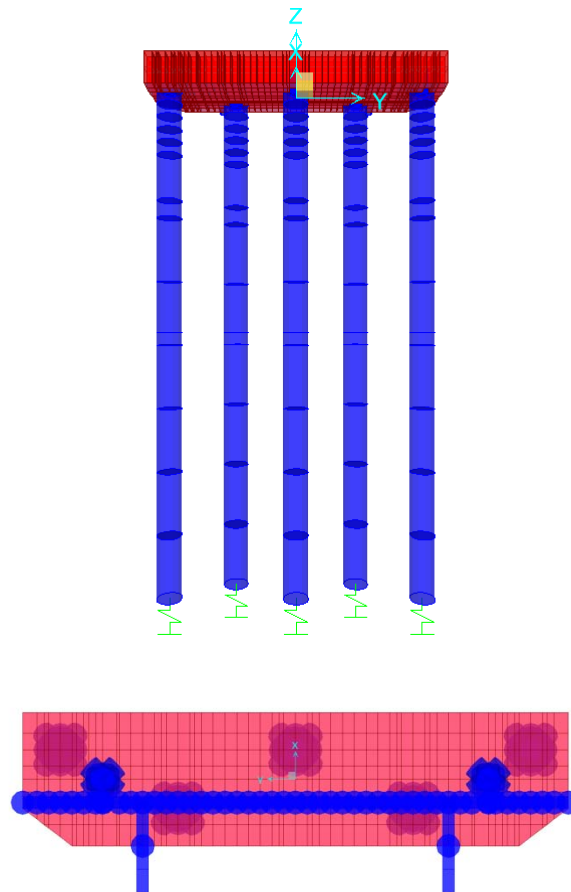
$R_v = 0.92$ fattore di correzione per il coefficiente di Poisson del terreno

(molla alla base $k=360 \text{ t/cm}$)

Il calcolo della suddetta rigidezza è finalizzato alla modellazione FEM (si è evidenziato che i valori delle sollecitazioni risentono poco di eventuali variazioni di tale rigidezza verticale).

Fondazioni

La fondazione a platea di cui è costituita la spalla è stata schematizzata mediante degli elementi shell di rigidezza corrispondente alla platea in oggetto, costituiti da modulo elastico del calcestruzzo specifico per questa platea e spessore coincidente con quello in progetto (2.20 m).



Schematizzazione struttura Modello 3D – Palificata e platea

Elevazione

Il paraghiaia, il muro di risvolto, ed il marciapiede sono stati schematizzati come elementi beam di rigidezza equivalente alle sezioni specifiche e materiale associato (calcestruzzo).

Elementi accessori

Gli altri elementi introdotti nel modello relativamente alla spalla sono:

- elementi denominati “rigidi”: essi sono dotati di peso nullo e sono funzionali ad una corretta schematizzazione della struttura
- elemento denominato “beam fittizio”: si tratta di elementi frame inseriti per permettere il trasferimento dei carichi nel baricentro della platea. Esso ha sezione circolare (diametro 1.0 m) e materiale “nullo”(peso nullo e basso modulo di elasticità). Il tipo di materiale e la sezione hanno permesso un completo trasferimento dei carichi data l’elevata deformabilità dell’elemento.

7.2 IMPALCATO

Per la struttura della spalla l’impalcato rappresenta un carico che deve essere correttamente trasmesso alla struttura sottostante. Per tale motivo si sono utilizzati gli elementi “rigidi” per il trasferimento del carico dal baggio alla platea.

Di seguito sono riportate le tabelle dei materiali utilizzati nel modello e delle caratteristiche degli elementi frame e shell.

TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
Text	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2	Unitless	1/C
A992Fy50	76.973	7.849	199947978.8	76903068.77	0.3	0.0000117
B450C	76.973	7.849	199947978.8			0.0000117
cls	25	2.5493	30000000	12500000	0.2	0.0000099

TABLE: Area Section Properties

Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m
platea_s=2.40m	cls		0 Shell	Shell-Thick	Yes	2.4	2.4

TABLE: Frame Section Properties 01 - General

SectionName	Material	Shape	t3	t2	Area
Text	Text	Text	m	m	m2
rigido	cls	Circle	1		0.785398
d2000	cls	Circle	2		3.141593
Paraghiaia	cls	Rectangular	2	0.5	1
Risvolti	cls	Rectangular	2	0.5	1

7.3 CONVENZIONI SUI SEGNI

Il sistema di riferimento globale è costituito dagli assi X, Y e Z con l'asse X parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato. In direzione X, si considerano positive le azioni che hanno effetto destabilizzante nei confronti della spalla.

8 CASI DI CARICO E COMBINAZIONI

8.1 CONDIZIONI ELEMENTARI

TABLE: Load Pattern Definitions					
LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad	GUID	Notes
Text	Text	Unitless	Text	Text	Text
Peso plinto + pali	DEAD	1			
Peso elevazione	DEAD	0			
Peso terra imbarcata	DEAD	0			
Peso impalcato (G1+G2)	DEAD	0			
Mobili (Q)	DEAD	0			
Vento	DEAD	0			
Termica	DEAD	0			
Frenatura	DEAD	0			
S_rip_x	DEAD	0			
S_rip_y	DEAD	0			
S_acc_x	DEAD	0			
S_acc_y	DEAD	0			
S_acc scarico_x	DEAD	0			
S_acc scarico_y	DEAD	0			
S_att_x	DEAD	0			
S_att_y	DEAD	0			
dS_Mononobe_x	DEAD	0			
dS_Mononobe_y	DEAD	0			
E_x	DEAD	0			
E_y	DEAD	0			
Terr imb x	DEAD	0			
Terr imb y	DEAD	0			

8.2 COMBINAZIONI

Di seguito si riportano le combinazioni utilizzate nella verifiche, e nello specifico:

1A) Carichi elementari combinazione A1-M1 (terreno non defattorizzato e spinta attiva)

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

1B) Carichi elementari combinazione A2-M1 (terreno non defattorizzato e spinta attiva)

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_2 * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_3 * Q_{k3} + \dots$$

2) SLE - Combinazione caratteristica rara $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$

3) SLE - Combinazione frequente $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$

4) SLE - Quasi Permanente $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$

5A) Carichi elementari combinazione sismica (terreno non defattorizzato e spinta attiva) (A1M1)

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

5B) Carichi elementari combinazione sismica (terreno non defattorizzato e spinta attiva) (A2M1)

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

Per le strutture su pali in zona sismica i coefficienti gamma sono unitari ($\gamma=1$), di conseguenza le combinazioni 5A e 5B coincidono.

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLU PESANTE (Q)	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1.35
			Linear Static	Peso elevazione	1.35
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1.35
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1.35
			Linear Static	Mobili (Q)	1.35
			Linear Static	Vento	0.9
			Linear Static	Termica	0.72
			Linear Static	Frenatura	1.35
			Linear Static	S_rip_x	1.35
			Linear Static	S_rip_y	1.35
			Linear Static	S_acc_x	1.35
			Linear Static	S_acc_y	1.35
SLU PESANTE (V)	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1.35
			Linear Static	Peso elevazione	1.35
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1.35
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1.35
			Linear Static	Mobili (Q)	1.0125
			Linear Static	Vento	1.5
			Linear Static	Termica	0.72
			Linear Static	Frenatura	1.0125
			Linear Static	S_rip_x	1.35
			Linear Static	S_rip_y	1.35
			Linear Static	S_acc_x	1.0125
			Linear Static	S_acc_y	1.0125
SLU PESANTE (T)	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1.35
			Linear Static	Peso elevazione	1.35
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1.35
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1.35
			Linear Static	Mobili (Q)	1.0125
			Linear Static	Vento	0.9
			Linear Static	Termica	1.5
			Linear Static	Frenatura	1.0125
			Linear Static	S_rip_x	1.35
			Linear Static	S_rip_y	1.35
			Linear Static	S_acc_x	1.0125
			Linear Static	S_acc_y	1.0125
SLU LEGGERA (V)	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1

			Linear Static	Mobili (Q)	0
			Linear Static	Vento	1.5
			Linear Static	Termica	0.9
			Linear Static	Frenatura	0
			Linear Static	S_rip_x	1.35
			Linear Static	S_rip_y	1.35
			Linear Static	S_acc scarico_x	1.35
			Linear Static	S_acc scarico_y	1.35
SLU LEGGERA (T)	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	0
			Linear Static	Vento	0.9
			Linear Static	Termica	1.5
			Linear Static	Frenatura	0
			Linear Static	S_rip_x	1
			Linear Static	S_rip_y	1
			Linear Static	S_acc scarico_x	1.35
			Linear Static	S_acc scarico_y	1.35
SLE RARA (Q)	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	1
			Linear Static	Vento	0.6
			Linear Static	Termica	0.6
			Linear Static	Frenatura	1
			Linear Static	S_rip_x	1
			Linear Static	S_rip_y	1
			Linear Static	S_acc_x	1
			Linear Static	S_acc_y	1
SLE RARA (V)	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	0.75
			Linear Static	Vento	1
			Linear Static	Termica	0.6
			Linear Static	Frenatura	0.75
			Linear Static	S_rip_x	1
			Linear Static	S_rip_y	1
			Linear Static	S_acc_x	0.75
			Linear Static	S_acc_y	0.75
SLE RARA (T)	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1

			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	0.75
			Linear Static	Vento	0.6
			Linear Static	Termica	1
			Linear Static	Frenatura	0.75
			Linear Static	S_rip_x	1
			Linear Static	S_rip_y	1
			Linear Static	S_acc_x	0.75
			Linear Static	S_acc_y	0.75
SLE FREQ. (Q)	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	0.75
			Linear Static	Vento	0
			Linear Static	Termica	0.5
			Linear Static	Frenatura	0.75
			Linear Static	S_rip_x	1
			Linear Static	S_rip_y	1
			Linear Static	S_acc_x	0.75
			Linear Static	S_acc_y	0.75
SLE FREQ. (V)	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	0
			Linear Static	Vento	0.6
			Linear Static	Termica	0.5
			Linear Static	Frenatura	0
			Linear Static	S_rip_x	1
			Linear Static	S_rip_y	1
			Linear Static	S_acc scarico_x	1
			Linear Static	S_acc scarico_y	1
SLE FREQ. (T)	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	0
			Linear Static	Vento	0
			Linear Static	Termica	0.6
			Linear Static	Frenatura	0
			Linear Static	S_rip_x	1
			Linear Static	S_rip_y	1
			Linear Static	S_acc scarico_x	1
			Linear Static	S_acc scarico_y	1

SLE QP	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	0
			Linear Static	Vento	0
			Linear Static	Termica	0.5
			Linear Static	Frenatura	0
			Linear Static	S_rip_x	1
			Linear Static	S_rip_y	1
			Linear Static	S_acc scarico_x	0
			Linear Static	S_acc scarico_y	0
SISMA X + 0.3 SISMA Y	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	0.2
			Linear Static	Vento	0
			Linear Static	Termica	0.5
			Linear Static	Frenatura	0.2
			Linear Static	S_acc_x	0.2
			Linear Static	S_acc_y	0.06
			Linear Static	S_att_x	1
			Linear Static	S_att_y	0.3
			Linear Static	ds_Mononobe_x	1
			Linear Static	ds_Mononobe_y	0.3
			Linear Static	E_x	1
			Linear Static	E_y	0.3
			Linear Static	Terr imb x	1
			Linear Static	Terr imb y	0.3
SISMA X- + 0.3 SISMA Y	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	0.2
			Linear Static	Vento	0
			Linear Static	Termica	0.5
			Linear Static	Frenatura	0.2
			Linear Static	S_acc_x	0
			Linear Static	S_acc_y	0.06
			Linear Static	S_att_x	1
			Linear Static	S_att_y	0.3
			Linear Static	ds_Mononobe_x	-1
			Linear Static	ds_Mononobe_y	0.3
			Linear Static	E_x	-1

			Linear Static	E_y	0.3
			Linear Static	Terr imb x	-1
			Linear Static	Terr imb y	0.3
SISMAY + 0.3 SISMA X	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	0.2
			Linear Static	Vento	0
			Linear Static	Termica	0.5
			Linear Static	Frenatura	0.2
			Linear Static	S_acc_x	0.06
			Linear Static	S_acc_y	0.2
			Linear Static	S_att_x	0.3
			Linear Static	S_att_y	1
			Linear Static	ds_Mononobe_x	0.3
			Linear Static	ds_Mononobe_y	1
			Linear Static	E_x	0.3
			Linear Static	E_y	1
			Linear Static	Terr imb x	0.3
			Linear Static	Terr imb y	1
SLU GEO PESANTE	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	1.15
			Linear Static	Vento	0.78
			Linear Static	Termica	0.6
			Linear Static	Frenatura	1.15
			Linear Static	S_rip_x	1
			Linear Static	S_rip_y	1
			Linear Static	S_acc_x	1.15
			Linear Static	S_acc_y	1.15
SLU GEO LEGGERA V	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1
			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	0
			Linear Static	Vento	1.3
			Linear Static	Termica	0.6
			Linear Static	Frenatura	0
			Linear Static	S_rip_x	1
			Linear Static	S_rip_y	1
			Linear Static	S_acc scarico_x	1
			Linear Static	S_acc scarico_y	1
SLU GEO LEGGERA T	Linear Add	No	Linear Static	Peso plinto + pali	1

			Linear Static	Peso elevazione	1
			Linear Static	Peso terra imbarcata	1
			Linear Static	Peso impalcato (G1+G2)	1
			Linear Static	Mobili (Q)	0
			Linear Static	Vento	0.78
			Linear Static	Termica	1
			Linear Static	Frenatura	0
			Linear Static	S_rip_x	1
			Linear Static	S_rip_y	1
			Linear Static	S_acc scarico_x	1
			Linear Static	S_acc scarico_y	1

9 SPALLA LATO BOMPORTO

9.1 ANALISI DEI CARICHI

9.1.1 PESO PROPRIO STRUTTURALE

Il peso proprio delle strutture (pali e platea) è valutato automaticamente dal programma di calcolo, a partire dal peso specifico pari a 25.0 kN/m^3 . Per la tipologia di modellazione, il carico trasmesso dalla sovrastruttura, paraghiaia e risvolti, è valutato con un calcolo manuale ed applicato ad un elemento fittizio.

9.1.1.1 PESO PLINTO + PALI

Avendo schematizzato nel modello di calcolo i pali e la platea sia in termini di geometria, sia in termini di rigidità, il peso proprio di tali elementi viene applicato in automatico assumendo come peso specifico dell'elemento calcestruzzo il valore:

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

9.1.1.2 PESO ELEVAZIONE SPALLA

Avendo schematizzato nel modello di calcolo il paraghiaia ed i risvolti come beam con geometria corrispondente alla realtà (quindi anche rigidità), il peso proprio di tali elementi viene applicato in automatico assumendo come peso specifico dell'elemento calcestruzzo il valore:

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

Per i cordoli a sbalzo dai risvolti si sono valutate le sollecitazioni specifiche:

$$q_z = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.3 \text{ m} * 2.0 \text{ m} = 15 \text{ kN/m}$$

$$M_x = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.3 \text{ m} * 2.0 \text{ m} * (2.0 + 0.5)/2 = 18.75 \text{ kNm/m}$$

Barriera

$$q_z = 1.0 \text{ kN/m}$$

$$M_x = 1.0 * 2.0 = 2.0 \text{ kNm/m}$$

Sui risvolti sarà applicato un carico paria a:

$$q_z = 15 + 1.0 + 1.0 = \mathbf{17.0 \text{ kN/m}}$$

$$M_x = 18.75 + 2.0 = \mathbf{20.75 \text{ kNm/m}}$$

(contro terra)

9.1.2 PESO TERRA IMBARCATA

La terra imbarcata nel retro paraghiaia viene calcolata come "spalmata" sugli shell della platea:

$$q_z = 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 2 \text{ m} = \mathbf{38.0 \text{ kN/m}}$$

9.1.3 SPINTE DEL TERRENO

Come indicato precedentemente, il calcolo delle spinte del terreno verrà svolto considerando uno schema di “spinta a riposo” in condizioni di esercizio, mentre in condizioni sismiche si considererà lo schema di “spinta attiva” con incremento dinamico secondo l’approccio di Mononobe-Okabe.

I parametri considerati sono i seguenti:

SPINTA DELLE TERRE			
Spinta del terreno a monte statica			
peso di volume	γ	kN/m^3	19.00
angolo di attrito A1+M1	ϕ_{A1+M1}	°	30.00
COMBINAZIONE A1-M1			
Coefficiente di spinta a riposo	$k_r = 1 - \text{sen } \phi =$		0.500
Spinta del terreno sismico			
coefficiente di spinta attiva (M1)	$k_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) =$		0.333
$pd = \gamma * (1+k_v)*K*H + p_{ws} + p_{wd}$			
$Ed = 1/2 * \gamma * (1+k_v)*K*H^2 + E_{ws} + E_{wd}$			
<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>			
coefficiente di spinta del terreno (statica + dinamica)			0.628
Mononobe-Okabe	$k_{AE} (+k_v) =$		

9.1.3.1 SPINTA A RIPOSO DEL TERRENO IN DIREZIONE X

Spinta in corrispondenza del paraghiaia, calcolata su un’altezza pari alla somma dell’altezza della platea e del paraghiaia:

$$q_x = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * k_0 = 0.5 * 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * (2.2 + 2.0)^2 * 0.5 = \mathbf{83.79 \text{ kN/m}}$$

Applicato alla quota: $h=(2.2+2.0)/3 = 1.40\text{m}$ dall’intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50-1.40 = 0.10\text{m}$ (controterra)

$$m_y \cong \mathbf{0 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}} \text{ a favore di sicurezza}$$

Spinta oltre al paraghiaia, calcolata su un’altezza pari all’altezza della platea

$$q_x = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * k_0 = 0.5 * 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 2.2^2 * 0.5 = \mathbf{22.99 \text{ kN/m}}$$

Applicato alla quota: $h=(2.2)/3 = 0.73\text{m}$ dall’intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50-0.73 = 0.77\text{m}$ (controterra)

$$m_y = -22.99 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0.77\text{m} = \mathbf{-23.76 \text{ kNm/m}}$$

9.1.3.2 SPINTA A RIPOSO DEL TERRENO IN DIREZIONE Y

Spinta calcolata su un’altezza pari all’altezza del risvolto

$$q_y = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * k_0 = 0.5 * 19 \frac{kN}{m^3} * 2.1^2 * 0.5 = 20.93 \text{ kN/m}$$

Applicato alla quota: $h=(2.1)/3 + 2.2 = 0.70+2.2 = 2.90\text{m}$ dall'intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50-2.90 = 1.40\text{m}$ (verso esterno risvolto))

$$m_x = 20.93 \frac{kN}{m} * 1.40\text{m} = 29.31 \text{ kNm/m}$$

9.1.4 CARICO TRASMESSO DALL'IMPALCATO

Il carico trasmesso dall'impalcato deriva dalla modellazione dello stesso: si riportano di seguito le sollecitazioni afferenti alla spalla.

Su ognuno degli appoggi vengono applicati i seguenti carichi puntuali:

Carico	Valore in kN	Direzione
Carico permanente strutturale (peso acciaio)	1280	-z
Carico permanente strutturale (peso soletta)	1880	-z
Carichi permanenti portati	840	-z
Mobili	1808	-z
	1547	-z
Vento	95	$\pm z$
	314	y
Termica	139.06	x
Frenatura	144.81	x
Sisma x	750.08	x
Sisma y	750.08	y

9.1.5 URTO DEI VEICOLI IN SVIO

Secondo quanto riportato in D.M. 14/01/2008, l'azione dell'urto dei veicoli è una forza orizzontale di intensità 100 kN; deve essere considerata distribuita su 0.50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 (dove: $h_1 =$ altezza della barriera - 0.10 m; $h_2 = 1.00$ m).

Tale azione verrà computata manualmente nel capitolo relativo alle verifiche del risvolto.

9.1.6 SPINTA RELATIVA DEL SOVRACCARICO SUL TERRAPIENO

Secondo quanto indicato nella Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008) § C5.1.3.3.7.1 (Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte), 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 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°. Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

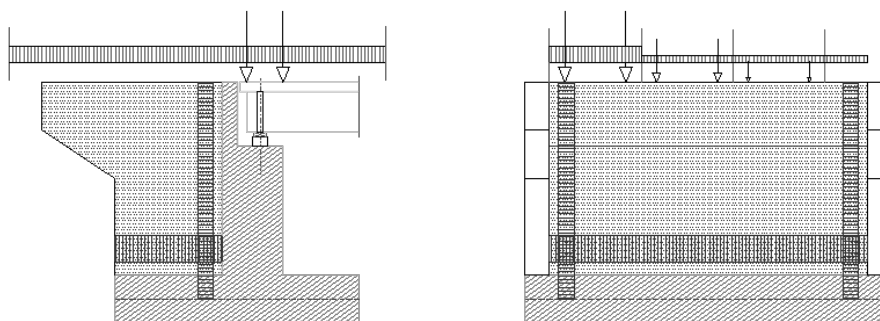
Si è quindi assunto un carico uniforme medio individuato come somma dei carichi dello schema 1, diffusi con un angolo di 30° fino a metà altezza del fusto spalla, pensati applicati in sommità spalla.

Il diagramma delle pressioni, considerando la spinta a riposo, è rettangolare.

Si sono considerate le seguenti 2 combinazioni relative il sovraccarico (vedasi anche schema grafico):

1. Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)
2. Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)

a) Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)



c) Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)

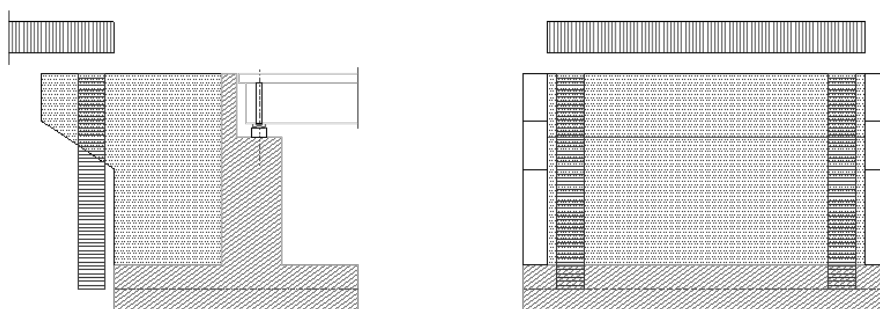


Figura schematica per diffusione carico su rilevato

<i>DATI RELATIVI AL SOVRACCARICO</i>			
Altezza spalla per diffusione	(m)		2.00
Angolo di diffusione	(°)		30
Carico Qi (su impronta 3.00x2.20m)	kN		1200.00
Carico qi (su impronta 3.00x2.20m)	kN		92.40
Carico Totale	kN		1292.40
Larghezza totale colonne+diffusione	(m)		10.15
Lunghezza totale colonne Qi+diffusione	(m)		3.35
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato carico	(kN/m ²)		9.00
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato scarico	(kN/m ²)		37.94

9.1.6.1 CARICO ACCIDENTALE SU RILEVATO CON IMPALCATO CARICO

Spinta su paraghiaia

Essendo il retro spalla comprensivo dello spessore del paraghiaia pari a $1.60+0.50=2.10\text{m}$ si ha:

$$q_z = q * B = \frac{9\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.1\text{m} = \mathbf{18.9\text{kN/m}}$$

$$m_y = -18.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * \left(\frac{2.10}{2} - \frac{0.5}{2} \right) \text{m} = \mathbf{-15.12\text{kNm/m}}$$

Valori applicati al beam paraghiaia.

Spinta in direzione x calcolata su un'altezza pari alla somma dell'altezza di mezza platea e del paraghiaia ($2.20/2+2.00=3.10\text{m}$):

$$q_x = q * H * K_o = \frac{9\text{kN}}{\text{m}^2} * 3.1\text{m} * 0.5 = \mathbf{13.95\text{kN/m}}$$

Applicato alla quota: $h=(3.1)/2 + 2.20/2= 2.65\text{m}$ dall'intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50-2.65 = 1.15\text{m}$ (verso fiume)

$$m_y = 13.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.15\text{m} = \mathbf{16.05\text{kNm/m}}$$

Spinta su risvolti

Spinta in direzione $\pm y$ calcolata su un'altezza pari all'altezza del risvolto (2.10m):

$$q_y = q * H * K_o = \frac{9\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.1\text{m} * 0.5 = \mathbf{9.45\text{kN/m}}$$

Applicato alla quota: $h=(2.1)/2 + 2.20= 3.25\text{m}$ dall'intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50-3.25 = -1.75\text{m}$ (verso esterno risvolto)

$$m_x = 9.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.75\text{m} = \mathbf{16.54\text{kNm/m}}$$

9.1.6.2 CARICO ACCIDENTALE CON IMPALCATO SCARICO

Spinta su paraghiaia

Essendo il retro spalla comprensivo dello spessore del paraghiaia pari a $1.60+0.50=2.10\text{m}$ si ha:

$$q_z = q * B = \frac{38\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.1\text{m} = \mathbf{79.8\text{kN/m}}$$

$$m_y = -79.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 2.10/2\text{m} = \mathbf{-83.79\text{kNm/m}}$$

Valori applicati al beam paraghiaia.

Spinta in direzione x calcolata su un'altezza pari alla somma dell'altezza di mezza platea e del paraghiaia ($2.20/2+2.00=3.10\text{m}$):

$$q_x = q * H * K_o = 38\text{kN/m}^2 * 3.1\text{m} * 0.5 = \mathbf{58.9\text{kN/m}}$$

Applicato alla quota: $h=(3.1)/2 + 2.20/2= 2.65\text{m}$ dall'intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50-2.65 = 1.15\text{m}$ (verso fiume)

$$m_y = 58.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.15\text{m} = \mathbf{67.74\text{kNm/m}}$$

Spinta su risvolti

Spinta in direzione $\pm y$ calcolata su un'altezza pari all'altezza del risvolto (2.10m):

$$q_y = q * H * K_O = 38 \frac{kN}{m^2} * 2.1m * 0.5 = \mathbf{39.9 kN/m}$$

Applicato alla quota: $h=(2.1)/2 + 2.20= 3.25m$ dall'intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50-3.25 = -1.75m$ (verso esterno risolto)

$$m_x = 39.9 \frac{kN}{m} * 1.75m = \mathbf{69.83 kNm/m}$$

Tale valore viene applicato a ridosso di un risolto.

9.1.7 AZIONE SISMICA

L'analisi sismica è stata condotta secondo il metodo dell'Analisi Statica Equivalente.

Come si è già ripetuto la struttura della spalla deve conservare sotto l'azione sismica un comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili). Le verifiche sismiche delle spalle da ponte possono essere eseguite applicando l'azione sismica (azione statica equivalente) indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente trasversale e longitudinale e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto (§ 7.3.5), la combinazione più sfavorevole tra:

$$1.00E_x + 0.30E_y + 0.30E_z \quad (\text{con rotazione dei coefficienti moltiplicativi})$$

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla spalla, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti nonché del terreno imbarcato.

9.1.7.1 CARICHI INERZIALI

Inerzia platea in direzione x e y

L'inerzia della platea è stata implementata nel programma come "carico gravity", cioè applicando un moltiplicatore alle masse pari all'accelerazione al suolo:

$$a_g S = 0.35$$

Inerzia elevazione in direzione x

L'inerzia è stata implementata nel programma come "carico gravity", cioè applicando un moltiplicatore alle masse pari all'accelerazione al suolo:

$$a_g S = 0.35$$

Inerzia elevazione in direzione y

L'inerzia è stata implementata nel programma come "carico gravity", cioè applicando un moltiplicatore alle masse pari all'accelerazione al suolo:

$$a_g S = 0.35$$

9.1.7.2 SPINTA ATTIVA DEL TERRENO

Spinta attiva del terreno in direzione x

$$\frac{k_a}{k_0} = \frac{0.333}{0.5} = 0.67$$

Spinta in corrispondenza del paraghiaia, calcolata su un'altezza pari alla somma dell'altezza della platea e del paraghiaia:

$$q_x = 83.79 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0.67 = \mathbf{54.14 \text{ kN/m}}$$

Applicato alla quota: $h=(2.2+2.0)/3 = 1.40\text{m}$ dall'intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50-1.40 = 0.10\text{m}$ (controterra)

$$m_y \cong \mathbf{0 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}} \text{ a favore di sicurezza}$$

Spinta oltre al paraghiaia, calcolata su un'altezza pari all'altezza della platea

$$q_x = 22.99 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0.67 = \mathbf{15.40 \text{ kN/m}}$$

Applicato alla quota: $h=(2.2)/3 = 0.73\text{m}$ dall'intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50-0.73 = 0.77\text{m}$ (controterra)

$$m_y = -15.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0.77\text{m} = \mathbf{-11.86 \text{ kNm/m}}$$

Spinta attiva del terreno in direzione y

$$\frac{k_a}{k_0} = \frac{0.333}{0.5} = 0.67$$

Spinta calcolata su un'altezza pari all'altezza del risvolto

$$q_y = 20.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0.67 = \mathbf{14.02 \text{ kN/m}}$$

Applicato alla quota: $h=(2.1)/3 + 2.2 = 0.70+2.2 = 2.90\text{m}$ dall'intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50-2.90 = 1.40\text{m}$ (verso esterno risvolto)

$$m_x = 14.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.40\text{m} = \mathbf{19.63 \text{ kNm/m}}$$

Incremento di spinta di Mononobe-Okabe in direzione X

Mononobe Okabe			
	$\psi- = \arctan (k_h/(1-k_v)) =$	°	19.304
	$\psi+ = \arctan (k_h/(1+k_v)) =$	°	19.304
	$\phi(M1)$	°	30.000
	θ	°	0.000
	β	°	0.000
	δ	°	0.000
<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>			
$k_{AE} =$	$[\cos^2 (\phi-\theta-\psi)]$		
	$[\cos\psi*\cos^2\theta * \cos(\delta+\theta+\psi)*(1+((\sin(\delta+\phi)*\sin(\phi-\beta-\psi)/\cos(\delta+\theta+\psi)/\cos(\beta-\theta))^{1/2})^2]$		
	$k_{AE} (+k_v) M1 =$		0.628
	$k_{AE} (-k_v) M1 =$		0.628

$$\frac{k_a}{k_0} = \frac{0.628}{0.5} = 1.256$$

Spinta in corrispondenza del paraghiaia, calcolata su un'altezza pari alla somma dell'altezza della platea e del paraghiaia:

$$q_{MO} = 83.79 \frac{kN}{m} * 1.256 = 105.24 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_{MO} = q_{MO} - q_a = 105.24 - 54.14 = \mathbf{51.10 \text{ kN/m}}$$

Applicato alla quota: $h=(2.2+2.0)/2 = 2.10\text{m}$ dall'intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50-2.10 = 0.60\text{m}$ (verso fiume)

$$\Delta m_{MO} = 51.10 \frac{kN}{m} * 0.6m = \mathbf{30.66 \text{ kNm/m}}$$

Spinta oltre al paraghiaia, calcolata su un'altezza pari all'altezza della platea

$$q_{MO} = 22.99 \frac{kN}{m} * 1.256 = 28.88 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_{MO} = q_{MO} - q_a = 28.88 - 15.40 = \mathbf{13.48 \text{ kN/m}}$$

Applicato alla quota: $h=(2.2)/2 = 1.10\text{m}$ dall'intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50-1.10 = 0.40\text{m}$ (controterra)

$$\Delta m_{MO} = 13.48 \frac{kN}{m} * 0.40m = \mathbf{-5.39 \frac{kNm}{m} = 0 \text{ kN/m}}$$
 a favore di sicurezza

Incremento di spinta di Mononobe-Okabe in direzione Y

Mononobe Okabe			
	$\psi_- = \arctan(k_h/(1-k_v)) =$	°	19.304
	$\psi_+ = \arctan(k_h/(1+k_v)) =$	°	19.304
	$\phi(M1)$	°	30.000
	θ	°	0.000
	β	°	0.000
	δ	°	0.000
<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>			
$k_{AE} =$	$[\cos^2(\phi - \theta - \psi)]$		
	$[\cos\psi * \cos^2\theta * \cos(\delta + \theta + \psi) * (1 + ((\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta - \psi) / \cos(\delta + \theta + \psi) / \cos(\beta - \theta))^{1/2})^2]$		
	$k_{AE} (+k_v) M1 =$		0.628
	$k_{AE} (-k_v) M1 =$		0.628

$$\frac{k_a}{k_0} = \frac{0.628}{0.5} = 1.256$$

Spinta calcolata su un'altezza pari all'altezza del risvolto

$$q_{MO} = 20.93 \frac{kN}{m} * 1.256 = 26.29 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_{MO} = q_{MO} - q_a = 26.29 - 14.02 = \mathbf{12.27 \text{ kN/m}}$$

Applicato alla quota: $h = (2.1)/2 + 2.2 = 1.05 + 2.2 = 3.25\text{m}$ dall'intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50 - 3.25 = 1.75\text{m}$ (verso esterno risvolto))

$$\Delta m_{MO} = 12.27 \frac{kN}{m} * 1.75\text{m} = \mathbf{21.47 \text{ kNm/m}}$$

9.1.7.3 INERZIA TERRA IMBARCATA

In Direzione X

$$q_x = P_{terra\ imbaraca} * \frac{a_g}{g} = 60.8 \frac{kN}{m} * 0.35 = \mathbf{21.28 \text{ kN/m}}$$

Applicato alla quota: $h = 2.0/2 + 2.2 = 3.20\text{m}$ dall'intradosso fondazione, da cui rispetto alla quota di applicazione beam di riferimento: $e = 1.50 - 3.20 = 1.70\text{m}$ (verso fiume)

$$m_y = 21.28 \frac{kN}{m} * 1.7\text{m} = \mathbf{36.17 \text{ kNm/m}}$$

In Direzione Y

L'effetto sismico della terra imbarcata in direzione y si compone di due contributi: uno sforzo orizzontale dato dalla massa imbarcata per l'accelerazione sismica, ed un momento torcente dovuto alla quota del baricentro della massa riaspetto la platea, che si traduce in un incremento/decremento di pressioni sulla platea stessa (centro di pressione interno terzo medio)

$$q_y = 19 \frac{kN}{m^3} * (14.0 - 0.5 - 0.5)\text{m} * 1.6 * 2\text{m} * 0.35 = 790.4 * 0.35 = \mathbf{276.64 \text{ kN}}$$

Per comodità di modellazione si distribuisce sui nodi di platea interni ai risvolti (n.93 nodi)

$$q_{y/n} = \frac{276.64}{93} = 2.97 \text{ kN/n}$$

Il carico è applicato alla quota: $h=2.0/2=1.0\text{m}$ dall'estradosso platea

$$M_x = 276.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.0\text{m} = 276.64 \text{ kNm/m}$$

Che distribuito sulla platea

$$\sigma = P/(b*L) \pm M * (6/b/L^2)$$

$$\Delta\sigma = \pm M * (6/b/L^2) = \pm 276.64 * 6 / (1.60*13.0^2) = \pm 6.14 \text{ kN/mq}$$

Tale diagramma triangolare di pressioni sulla platea si applica agli shell del modello (+ dalla mezzeria in direzione del sisma e - dalla parte opposta).

9.2 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite Raro: si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$.

Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio, combinazione “frequente” e “quasi permanente”).

Verifiche alle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

9.2.1 PARAGHIAIA

Il calcolo delle sollecitazioni viene istituito con riferimento alla condizione di massimo sovraccarico sul rilevato che secondo quanto prescritto nelle "Istruzioni al DM 2008

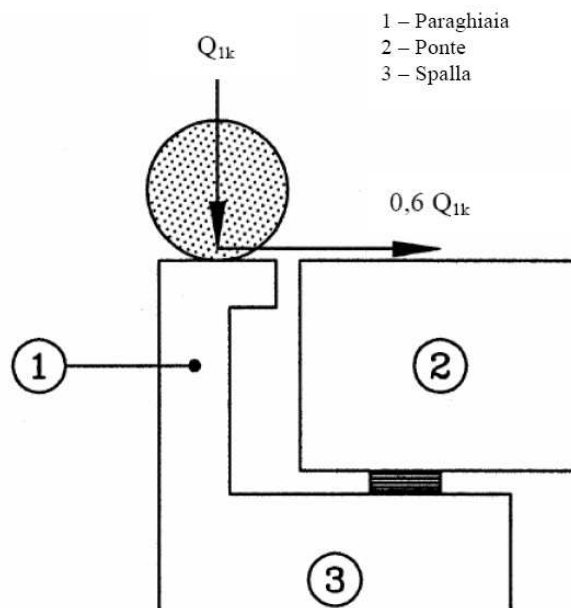
§ C5.1.3.3.7.1 Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

"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 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°".

§ C5.1.3.3.7.2 Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

"Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Per il calcolo dei muri paraghiaia si deve, invece, considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia (vedi Figura), di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q_{1k} . Pertanto, in ponti di 1a categoria si considererà un carico orizzontale di 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN, mentre in ponti di 2a categoria si considererà un carico orizzontale di 144 kN, concomitante con un carico verticale di 240 kN".



Schema caricamento paraghiaia

9.2.1.1 Carichi su muri paraghiaia

9.2.1.1.1 CARICHI PERMANENTI

Peso proprio

$$P = \gamma_{cls} * s * h = 25.0 * 0.5 * 2.0 = 25.0 \text{ kN/m}$$

Spinta delle terra

I valori sono quelli riportati nell'analisi dei carichi in generali.

9.2.1.1.2 CARICHI DA TRAFFICO SU MURI PARAGHIAIA

Carichi verticali da traffico sui rilevati (a ridosso muro paraghiaia)

SPINTA RELATIVA AL SOVRACCARICO SUL TERRAPIENO

Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno

sovraccarico concomitante con impalcato scarico kN/m² 37.94

Carichi orizzontali da traffico sui rilevati (in testa al muro paraghiaia)

Si considera che agisca direttamente sul paraghiaia l'azione frenante di uno dei due carichi da 300 kN costituenti il Q_{1k} , ripartita su una larghezza pari all'ingombro delle ruote del Q_{1k} aumentata della quantità derivante da una ripartizione a 45° sull'altezza del paraghiaia.

Si esamina la sezione d'incastro nella fondazione ed inoltre la sezione di incastro col risvolto, essendo questa in regime di tensoflessione.

Per la geometria del paraghiaia in oggetto si individua la base collaborante pari a:

$$bc = 2 \cdot h \cdot \text{tg}45 + i_{\text{tandem}} = 2 + 2 + \text{tg}45 + 2.00 = 6.0\text{m}$$

da cui i carichi pari a

$$Q_{\text{acc,v}} = 300 / 6.0 = 50 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{acc,o}} = 300 * 0.6 / 6.0 = 180 / 6.0 = 30 \text{ kN/m}$$

9.2.1.2 Schematizzazione del paraghiaia

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DI UN MURO CON RISEGA

Spinta a riposo o attiva in condizioni statiche
 Spinta attiva *Mononobe-Okabe* in condizioni sismiche

Caratteristiche muro		
H	=	2.00 m altezza muro
H1	=	0.00 m altezza intermedia
s	=	0.50 m spessore muro
s1	=	0.00 m spessore muro sommità
γ	=	25.00 kN/mc peso specifico muro
ψ	=	90° inclinazione parete di monte rispetto orizzontale (da valle)
q	=	38.00 kN/mq sovraccarico accidentale

Tipo verifica		
	STR	STR o GEO (incide solo per SLU)

Caratteristiche terreno		
φ	=	30° angolo attrito interno
γ	=	19.00 kN/mc peso specifico terreno
δ	=	0° angolo attrito terreno-muro
β	=	0° inclinazione terreno di monte rispetto orizzontale

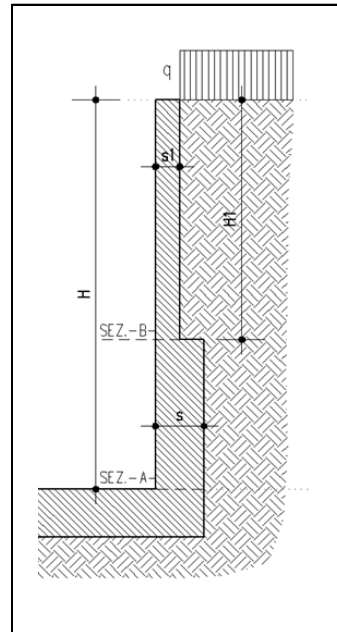
Falda (quota falda in sommità muro)		
	no	presenza falda si/no
γ _w	=	10.00 kN/mc peso specifico acqua
γ*	=	19.00 kN/mc peso specifico terreno
	si	terreno permeabile in condizioni dinamiche
	0.000	
q.f.	=	-1.00 m quota falda da sommità muro (riduzione solo per idrodin.)

Spinta in condizioni statiche		
	R	(a) se attiva e (r) se riposo

Azione sismica		
a _g	=	0.269 g accelerazione orizzontale massima attesa al sito (suolo rigido)
S	=	1.302 amplificazione stratigrafica
a _{max}	=	0.350 g accelerazione orizzontale massima attesa al sito (inclusa amplificazione per il terreno)
β _m	=	1.00 coefficiente di riduzione di β _m
k _h	=	0.350 coefficiente sismico orizzontale
	+	segno sisma verticale: (+) verso il basso e (-) verso l'alto
	no	sisma verticale si/no
k _v	=	0.000 coefficiente sismico verticale
tgφ ⁺	=	0.350
tgφ ⁻	=	0.350

Coefficienti di spinta (componente orizzontale)		
k ₀	=	0.500 coefficiente di spinta a riposo (statica)
k _a	=	0.333 coefficiente di spinta attiva di Rankine/Muller-Breslau (statica)
K	=	0.628 coefficiente di spinta di Mononobe-Okabe (spinta attiva totale)
φ-φ	=	0.187
(1±k _v)K	=	0.628
Δk _a	=	0.295 coefficiente di spinta attiva (incremento sismico)

Pressioni alla base del muro (sez -A-)		
σ _h (litostatica r.)	=	19.00 kN/mq litostatica a riposo (andamento lineare)
σ _h (litostatica a.)	=	12.67 kN/mq litostatica attiva (andamento lineare)
σ _h (lito)	=	19.00 kN/mq spinta litostatica (1)
σ _h (idrostatica)	=	0.00 kN/mq idrostatica (andamento lineare)
σ _h (qaccidentale r.)	=	19.00 kN/mq per accidentale a riposo (andamento costante)
σ _h (qaccidentale a.)	=	12.67 kN/mq per accidentale attiva (andamento costante)
σ _h (qacc)	=	19.00 kN/mq spinta per accidentale (2)
σ _h (inerziale str.)	=	4.38 kN/mq inerziale muro (andamento costante)
σ _h (incr.sisma terr.)	=	5.60 kN/mq incr. di spinta del terreno per sisma (andamento costante)
σ _h (idrodinamica)	=	0.00 kN/mq idrodinamica (andamento parabolico)
		0.00 kN/mq ris spinta idrodinamica sez A
		0.00 kN/mq ris spinta idrodinamica sez B



	Combinazioni					
	SLU (STR)	SLU (GEO)	SLE rara	SLE freq.	SLE quasi perm.	Sismica SLV
(G1)	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
(G1)	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
(G1)	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
(G1)	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
(Q)	1.35	1.15	1.00	0.75	0	0.20
(Q)	1.35	0.00	1.00	0.75	0	0.20
(Q)	1.35	0.00	1.00	0.75	0.00	0.20
(Ei)	0	0	0	0	0	1.00
(Et)	0	0	0	0	0	1.00
(Ewd)	0	0	0	0	0	1.00

Sezione di base -A- del muro con carichi da Traffico			
Sollecitazioni per combinazione -Statica SLU- (STR)			
M	=	149.4 kNm/m	Momento flettente
T	=	117.5 kN/m	Taglio
N	=	101.3 kN/m	Sforzo assiale
Sollecitazioni per combinazione -Sismica SLV-			
M	=	45.5 kNm/m	Momento flettente
T	=	43.7 kN/m	Taglio
N	=	35.0 kN/m	Sforzo assiale
Sollecitazioni per combinazione -Statica SLE rara-			
M	=	110.7 kNm/m	Momento flettente
T	=	87.0 kN/m	Taglio
N	=	75.0 kN/m	Sforzo assiale
Sollecitazioni per combinazione -Statica SLE frequente-			
M	=	86.2 kNm/m	Momento flettente
T	=	70.0 kN/m	Taglio
N	=	62.5 kN/m	Sforzo assiale
Sollecitazioni per combinazione -Statica SLE quasi perm.-			
M	=	12.7 kNm/m	Momento flettente
T	=	19.0 kN/m	Taglio
N	=	25.0 kN/m	Sforzo assiale

Di seguito si riportano le verifiche allo stato limite ultimo (SLU), le verifiche a stato limite di esercizio (SLE) raro, frequente e quasi permanente con controllo della fessurazione nonché le verifiche sismiche per le quali, secondo normativa, è necessario controllare che la struttura rimanga in campo elastico (per le tensioni di riferimento si faccia riferimento alle tabelle riportate nel Capitolo “Caratteristiche dei Materiali”).

9.2.1.3 Armatura adottata per le verifiche

Caratteristiche geometriche della sezione – Armatura orizzontale:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	50.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ16/25	= 8.04
Copriferro c (mm)	50+10+16/2=68	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ16/25	= 8.04
Copriferro armatura compressa c' (mm)	50+10+16/2=68	

Caratteristiche geometriche della sezione – Armatura verticale:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	50.0	

Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ20/25+1Φ20/50	= 18.84
Copriferro c (mm)	50+10+16+20/2=86	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ20/25	= 12.56
Copriferro armatura compressa c' (mm)	50+10+16+20/2=86	

9.2.1.4 Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione

9.2.1.4.1 SLU - DIREZIONE 1 (ARMATURA ORIZZONTALE)

Le sollecitazioni massime in direzione orizzontale derivano dal modello di calcolo.

Sollecitazioni di progetto:

1A) SLU STR (2)	cond.1 M2max 5.67	cond.2 M2min -7.25	cond.5 Pmax Traz. 307.91	cond.6 Pmax Comp. -218.93	cond.8 V3max 61.10 -58.46
M2	5.67	-7.25	2.14	5.60	5.60
P	-20.21	152.50	307.91	-218.93	-218.93
V3	-54.35	17.42	31.72	61.10	61.10
cond	SLU LEGGERA (V)	SLU PESANTE (V)	SLU PESANTE (Q)	SLU LEGGERA (V)	SLU LEGGERA (V)
elem	255	257	266	251	251
dist. dal 1° vert.	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
5A) SISMA (2)	cond.1 M2max 15.17	cond.2 M2min -20.15	cond.5 Pmax Traz. 393.86	cond.6 Pmax Comp. -274.07	cond.8 V3max 42.51 -55.30
M2	15.17	-20.15	-2.59	-2.17	12.58
P	-1.39	284.90	393.86	-274.07	-129.05
V3	-35.19	-43.28	8.81	-36.75	-55.30
cond	SISMAY + 0.3 SISMA X	SISMA X- + 0.3 SISMA Y	SISMA X- + 0.3 SISMA Y	SISMA X + 0.3 SISMA Y	SISMA X + 0.3 SISMA Y
elem	253	257	276	251	253
dist. dal 1° vert.	0.50	0.00	0.00	0.50	0.50

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-19989.25	-0.0035 (sez)	1180.66	0.01 (arm)
Mx	-1169.53	0.01 (arm)	1043.31	0.01 (arm)
My	-265.18	0.01 (arm)	265.18	0.01 (arm)

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	M2max - Elem. N.255 - Comb: SLU LEGGERA (V)	147.3805	sezione
2	M2min - Elem. N.257 - Comb: SLU PESANTE (V)	6.6335	armatura
3	Pmax Traz. - Elem. N.266 - Comb: SLU PESANTE (Q)	3.8350	armatura
4	Pmax Comp. - Elem. N.251 - Comb: SLU LEGGERA (V)	80.4246	sezione
5	M2max -Elem. N.253 -Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	17.8328	armatura
6	M2min -Elem. N.257 -Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	3.2583	armatura
7	Pmax Traz. -Elem. N.276 -Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	2.9983	armatura
8	Pmax Comp. -Elem. N.251 -Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	70.3158	sezione

9.2.1.4.2 SLU - DIREZIONE 2 (ARMATURA VERTICALE)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
-------	--------------	-------------	---------------	-------------

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-10414.46	-0.0035 (sez)	1021.82	0.01 (arm)
Mx	-205.70	0.01 (arm)	292.27	0.01 (arm)
My	-488.45	0.01 (arm)	500.71	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Com b	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	SLU	-101.30	0.0	0.0	149.40	0.00
2	SLV	-35.00	0.0	0.0	45.50	0.00

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	SLU	2.2196	armatura
2	SLV	7.4222	armatura

9.2.1.5 Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione

9.2.1.5.1 SOLLECITAZIONI DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)

Le sollecitazioni massime in direzione orizzontale derivano dal modello di calcolo.

Sollecitazioni di progetto – rara

2) RARA (2)	cond.1	cond.2	cond.5	cond.6	cond.8
M2max	3.24	M2min	Pmax Traz.	Pmax Comp.	V3max
		-5.15	228.31	-97.39	33.25
					-33.85
M2	3.24	-5.15	1.60	3.18	-0.01
P	107.97	116.05	228.31	-97.39	116.05
V3	-29.76	13.27	23.47	32.84	-33.85
cond	SLE RARA (O)	SLE RARA (V)	SLE RARA (O)	SLE RARA (V)	SLE RARA (V)
elem	258	257	266	251	257
dist. dal 1° vert.	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50

Sollecitazioni di progetto – frequente

3) FREQ (2)	cond.1	cond.2	cond.5	cond.6	cond.8
M2max	4.90	M2min	Pmax Traz.	Pmax Comp.	V3max
		-3.94	204.09	-153.12	46.92
					-44.92
M2	4.90	-3.94	2.03	4.90	4.90
P	-153.12	150.34	204.09	-153.12	-153.12
V3	46.92	-15.90	24.61	46.92	46.92
cond	SLE FREQ. (V)	SLE FREQ. (O)	SLE FREQ. (O)	SLE FREQ. (V)	SLE FREQ. (V)
elem	251	276	267	251	251
dist. dal 1° vert.	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni di progetto – q. permanente

4) QP (2)	cond.1	cond.2	cond.5	cond.6	cond.8
M2max	3.56	M2min	Pmax Traz.	Pmax Comp.	V3max
		-3.35	133.10	-76.04	29.33
					-30.04
M2	3.56	-3.35	1.75	3.42	3.56
P	-62.28	108.61	133.10	-76.04	-62.28
V3	-30.04	-14.18	21.95	29.33	-30.04
cond	SLE QP	SLE QP	SLE QP	SLE QP	SLE QP
elem	256	276	267	251	256
dist. dal 1° vert.	0.50	0.50	0.00	0.00	0.50

9.2.1.5.2 SOLLECITAZIONI DIREZIONE 2 (VERTICALE)

Sollecitazioni di progetto – rara

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	RARA	-75.00	0.0	0.0	110.70	0.00

Sollecitazioni di progetto – frequente

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	FREQ	-62.50	0.0	0.0	86.20	0.00

Sollecitazioni di progetto – q.permanente

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	QP	-25.00	0.0	0.0	12.70	0.00

9.2.1.5.3 VERIFICHE ALLE TENSIONI – DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)

Direzione 1 (armatura orizzontale) - RARA

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M2max -Elem. N.258 -Comb: SLE RARA (Q)	1.38	3.14	44.02	23.11
2	M2min -Elem. N.257 -Comb: SLE RARA (V)	1.22	3.64	50.16	21.99
3	Pmax Traz. -Elem. N.266 -Comb: SLE RARA (Q)	3.73	5.82	84.11	57.83
4	Pmax Comp. -Elem. N.251 -Comb: SLE RARA (V)	-0.13	-0.06	-1.00	-1.79

Direzione 1 (armatura orizzontale) - Q.PERMANENTE

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M2max -Elem. N.256 -Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
2	M2min -Elem. N.276 -Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Pmax Traz. -Elem. N.267 -Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Pmax Comp. -Elem. N.251 -Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00

9.2.1.5.4 VERIFICHE DI FESSURAZIONE FREQUENTE E Q.PERMANENTE – DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove:

$$S_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$S_{r,max}$	W_k	
1	804.2	128682.8	0.0062	-2.20	172.0	16.0	-0.007	0.50	1020.0	-0.0067	(<0.3)
2	804.2	128682.8	0.0062	52.61	172.0	16.0	0.158	0.86	1331.2	0.2101	(<0.3)
3	804.2	128682.8	0.0062	71.42	172.0	16.0	0.214	0.86	1331.2	0.2852	(<0.3)
4	804.2	128682.8	0.0062	-2.20	172.0	16.0	-0.007	0.50	1020.0	-0.0067	(<0.3)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$S_{r,max}$	W_k	
1	804.2	128682.8	0.0062	-0.90	172.0	16.0	-0.003	0.50	1020.0	-0.0027	(<0.2)
2	804.2	128682.8	0.0062	38.01	172.0	16.0	0.114	0.86	1331.2	0.1518	(<0.2)
3	804.2	128682.8	0.0062	46.58	172.0	16.0	0.140	0.86	1331.2	0.1860	(<0.2)
4	804.2	128682.8	0.0062	-1.09	172.0	16.0	-0.003	0.50	1020.0	-0.0033	(<0.2)

9.2.1.5.5 VERIFICHE ALLE TENSIONI – DIREZIONE 2 (VERTICALE)

Direzione 2 (armatura verticale) - RARA

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Combinazione 1	-4.56	12.18	139.52	-25.30

Direzione 2 (armatura verticale) - Q.PERMANENTE

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Combinazione 1	0.00	0.00	0.00	0.00

9.2.1.5.6 VERIFICHE DI FESSURAZIONE FREQUENTE E Q.PERMANENTE – DIREZIONE 2 (VERTICALE)

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	1885.0	207655.5	0.0091	107.13	76.0	20.0	0.321	0.50	633.0	0.2034	(<0.3)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	1885.0	198195.4	0.0095	11.77	76.0	20.0	0.035	0.50	615.9	0.0217	(<0.2)

9.2.1.6 Verifica a taglio paraghiaia

La massima sollecitazione a taglio è stata individuata in condizioni statiche (SLU) e risulta:

$T_{max} = 117.5$ (comb. SLU - Verticale)

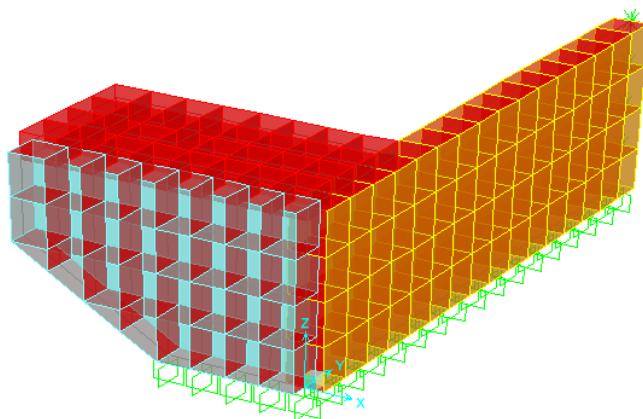
Si effettua la verifica per gli elementi non armati a taglio:

	V_{Ed}	117.50	kN	taglio sollecitante				
	N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)				
	R_{ck}	40	N/mm ²					
	f_{ck}	33.2	N/mm ²					
	γ_c	1.5						
	f_{cd}	18.8						
Geometria cls	b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente				
	h	500	mm					
	c	86	mm	copriferro dall'asse armatura al bordo sezione				
	d	414	mm	altezza utile della sezione resistente				
Geometria acciaio	f	20	mm					
	n°	4						
	A_{sl}	1256.00	mm ²	sola armatura tesa ? Si				
	ρ_l	0.003		<0.02				
	σ_{op}	0.0	N/mm ²	<0.2fcd	OK			
	k	1.6950		<2				
	v_{min}	0.4451						
		181.86	kN					
		184.25	kN					
	V_{rd}	184.25	kN	Verificata				
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO								

9.2.2 MURO DI RISVOLTO

9.2.2.1 Schematizzazione del muro di risvolto

Si riporta di seguito un'immagine del muro di risvolto schematizzato nel programma di calcolo mediante degli elementi shell di spessore pari a 50 cm e dimensioni trasversali pari a circa 50 x 50 cm.



Di seguito si riportano le verifiche allo stato limite ultimo (SLU), le verifiche a stato limite di esercizio (SLE) raro, frequente e quasi permanente con controllo della fessurazione nonché le verifiche sismiche per le quali, secondo normativa, è necessario controllare che la struttura rimanga in campo elastico (per le tensioni di riferimento si faccia riferimento alle tabelle riportate nel Capitolo “Caratteristiche dei Materiali”). Si riportano infine le verifiche allo stato limite ultimo in presenza di carichi eccezionali (urto contro la barriera di ritenuta).

Gli elementi di verifica sono il risvolto, l'orecchia ed il marciapiede.

9.2.2.2 Carichi su muri di risvolto

I carichi sul muro di risvolto sono gli stessi del parapioggia a meno dell'influenza del sovraccarico

9.2.2.2.1 CARICHI PERMANENTI

Peso proprio

$$P = \gamma_{cls} * s * h = 25.0 * 0.5 * 2.0 = 25.0 \text{ kN/m}$$

Marciapiede

$$P = \gamma_{cls} * s * b = 25.0 * 0.3 * 2.0 = 25.0 \text{ kN/m}$$

Peso barriera (ritenuta+parapetto)

$$P = 1.00 \text{ kN/m}$$

Spinta delle terra

I valori sono quelli riportati nell'analisi dei carichi in generali.

Carico accidentale su marciapiede

$$Q = 5.00 \text{ kN/mq}$$

Carico eccezionale sulla barriera (urto veicolo in svio)

$$Q = 150 \text{ kN}$$

Applicato alla quota +1.0 dal piano viabile.

9.2.2.2.2 CARICHI DA TRAFFICO SU MURI

SPINTA DELLE TERRE

Spinta del terreno a monte

peso di volume	γ	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	19.00	
angolo di attrito A1+M1	ϕ_{A1+M1}	$^\circ$	30.00	

COMBINAZIONE A1-M1

Coefficiente di spinta a riposo	$k_r = 1 - \text{sen } \phi$		0.500	
---------------------------------	------------------------------	--	--------------	--

2) RISVOLTO SX

altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{\text{tot}} =$	m	2.00	
pressione massima alla base	$p_1 =$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	19.00	Spinta diagramma Triangolare
spinta massima agente alla quota da intradosso fondazione	$S_1 =$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}}$	-19.00	
	$h_1 =$	m	0.667	

SPINTA RELATIVA AL SOVRACCARICO SUL TERRAPIENO

Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno

sovraccarico concomitante con impalcato carico		$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	9.00	
sovraccarico concomitante con impalcato scarico		$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	37.94	

COMBINAZIONE A1-M1

1) SPALLA, 2) RISVOLTO SX, 3) RISVOLTO

DX

pressione concomitante con impalcato carico	$p_{2a} =$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	4.50	Spinta diagramma Rettangolare
pressione concomitante con impalcato scarico	$p_{2b} =$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	18.97	Spinta diagramma Rettangolare
Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$	kN	-9.00	
Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$	kN	-58.80	
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	1.00	

AZIONI SISMICHE

Parametri spettrali (D.M. 14/01/2008 - par.

3.2.3.1)

Comune		Bomport
Latitudine		0
Longitudine		44.73
Vita nominale dell'opera		11.05
Coefficiente d'uso		100
Periodo di riferimento		2
coefficiente sismico orizzontale = $a_{\text{max}}/g * \beta_m =$	$k_h =$	200
coefficiente sismico verticale = $0.5 k_h =$	$k_{v+-} =$	0.350
		"+-"
		0.000

Spinta Terreno Sismico (Spinta Attiva)

2) RISVOLTO SX

altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{\text{tot}} =$	m	2.00
---	--------------------	---	-------------

(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$	$\frac{\text{kN/m}}{2}$	12.67
(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$	kN/m	12.67

Secondo il punto E.3 - Appendice E dell'Eurocodice UNI EN 1998-5:2005

Spinta del terreno sismico

$$p_d = \gamma * (1+k_v) * K * H + p_{ws} + p_{wd}$$

$$E_d = 1/2 * \gamma * (1+k_v) * K * H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

pressione idrostatica	$p_{ws} =$	$\frac{\text{kN/m}}{2}$	
pressione idrodinamica	$p_{wd} =$	$\frac{\text{kN/m}}{2}$	
spinta idrostatica	$E_{ws} =$	kN/m	
spinta idrodinamica	$E_{wd} =$	kN/m	
peso specifico del terreno	$\gamma =$	$\frac{\text{kN/m}^3}$	19.00
<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>			
coefficiente di spinta del terreno (statica + dinamica)	$k_{AE} (+k_v) =$		0.628
	$k_{AE} (-k_v) =$		0.628

2) RISVOLTO SX

Approccio 1 - combinazione M1

	$p_d =$	$\frac{\text{kN/m}}{2}$	23.874	
		$\frac{\text{kN/m}}{2}$	/	
	$E_d =$	kN/m	23.874	
		$\frac{\text{kN/m}}{2}$	/	
altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	$H =$	m	2.00	
incremento di spinta sismico	$Dpd = p_d -$ $p_{1s} =$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	11.207	Spinta diagramma rettangolare (applicata)
			/	
			/	
			/	

Approccio 1 - combinazione M2

	$p_d =$	$\frac{\text{kN/m}}{2}$	29.059	
		$\frac{\text{kN/m}}{2}$	/	
	$E_d =$	kN/m	29.059	
		$\frac{\text{kN/m}}{2}$	/	
altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	$H =$	m	2.00	
incremento di spinta sismico	$Dpd = p_d -$ $p_{1s} =$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	6.756	Spinta diagramma rettangolare (applicata)
			/	

9.2.2.3 Armatura adottata per le verifiche

RISVOLTO

Caratteristiche geometriche della sezione – Armatura orizzontale:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	50.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ16/25	= 8.04

Copriferro c (mm)	$50+10+16/2=68$	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ16/25	= 8.04
Copriferro armatura compressa c' (mm)	$50+10+16/2=68$	

Caratteristiche geometriche della sezione – Armatura verticale:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	50.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ20/25+1Φ20/50	= 18.84
Copriferro c (mm)	$50+10+16+20/2=86$	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ20/25	= 12.56
Copriferro armatura compressa c' (mm)	$50+10+16+20/2=86$	

ORECCHIA

Caratteristiche geometriche della sezione – Armatura orizzontale:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	50.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ16/25	= 8.04
Copriferro c (mm)	$50+10+16/2=68$	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ16/25	= 8.04
Copriferro armatura compressa c' (mm)	$50+10+16/2=68$	

Caratteristiche geometriche della sezione – Armatura verticale:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	50.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ20/25	= 12.56
Copriferro c (mm)	$50+10+16+20/2=86$	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ20/25	= 12.56
Copriferro armatura compressa c' (mm)	$50+10+16+20/2=86$	

9.2.2.4 SOLLECITAZIONI

Risolto- SLU

DIR. 1-1
 DIR. 2-2

N (kN/m)	M (kNm/m)	Combinazione
-3.44	23.19	Risolto-SLU M1max - Elem.48 - Comb: SLU LEGGERA (V)
5.69	-10.65	Risolto-SLU M1min - Elem.140 - Comb: SLU LEGGERA (V)
30.76	8.59	Risolto-SLU F1max Traz. - Elem.143 - Comb: SLU LEGGERA (V)
-66.25	2.00	Risolto-SLU F1max Comp. - Elem.146 - Comb: SLU PESANTE (Q)
-11.07	116.03	Risolto-SLU M2max - Elem.48 - Comb: SLU LEGGERA (V)
25.24	-28.81	Risolto-SLU M2min - Elem.148 - Comb: SLU LEGGERA (V)
105.26	75.63	Risolto-SLU F2max Traz. - Elem.146 - Comb: SLU LEGGERA (V)
-331.24	17.61	Risolto-SLU F2max Comp. - Elem.146 - Comb: SLU PESANTE (Q)

Risvolto-SLV

	N (kN/m)	M (kNm/m)	Combinazione
DIR. 1-1	-16.74	12.92	Risvolto-SLV M1max - Elem.148 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X
	-4.39	-4.57	Risvolto-SLV M1min - Elem.46 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y
	32.55	4.19	Risvolto-SLV F1max Traz. - Elem.150 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y
	-60.66	3.21	Risvolto-SLV F1max Comp. - Elem.146 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y
DIR. 2-2	-130.39	42.37	Risvolto-SLV M2max - Elem.146 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X
	-21.94	-22.86	Risvolto-SLV M2min - Elem.46 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y
	92.77	0.86	Risvolto-SLV F2max Traz. - Elem.137 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y
	-303.32	24.42	Risvolto-SLV F2max Comp. - Elem.146 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y

Risvolto-RARA

	N (kN/m)	M (kNm/m)	Combinazione
DIR. 1-1	13.02	4.93	Risvolto-RARA M1max - Elem.141 - Comb: SLE RARA (Q)
	2.82	-4.11	Risvolto-RARA M1min - Elem.143 - Comb: SLE RARA (Q)
	20.73	1.66	Risvolto-RARA F1max Traz. - Elem.150 - Comb: SLE RARA (Q)
	-49.07	1.48	Risvolto-RARA F1max Comp. - Elem.146 - Comb: SLE RARA (Q)
DIR. 2-2	-245.37	13.04	Risvolto-RARA M2max - Elem.146 - Comb: SLE RARA (Q)
	13.09	-14.55	Risvolto-RARA M2min - Elem.143 - Comb: SLE RARA (Q)
	51.52	-0.38	Risvolto-RARA F2max Traz. - Elem.141 - Comb: SLE RARA (Q)
	-245.37	13.04	Risvolto-RARA F2max Comp. - Elem.146 - Comb: SLE RARA (Q)

Risvolto-FREQ

	N (kN/m)	M (kNm/m)	Combinazione
DIR. 1-1	-3.72	17.17	Risvolto-FREQ M1max - Elem.48 - Comb: SLE FREQ. (V)
	3.83	-6.56	Risvolto-FREQ M1min - Elem.140 - Comb: SLE FREQ. (V)
	23.13	6.43	Risvolto-FREQ F1max Traz. - Elem.143 - Comb: SLE FREQ. (V)
	-45.95	1.45	Risvolto-FREQ F1max Comp. - Elem.146 - Comb: SLE FREQ. (Q)
DIR. 2-2	-15.05	85.91	Risvolto-FREQ M2max - Elem.48 - Comb: SLE FREQ. (V)
	-9.37	-22.18	Risvolto-FREQ M2min - Elem.148 - Comb: SLE FREQ. (V)
	46.94	-0.33	Risvolto-FREQ F2max Traz. - Elem.141 - Comb: SLE FREQ. (Q)
	-229.75	12.66	Risvolto-FREQ F2max Comp. - Elem.146 - Comb: SLE FREQ. (Q)

Risvolto-QP

	N (kN/m)	M (kNm/m)	Combinazione
DIR. 1-1	-3.50	3.96	Risvolto-QP M1max - Elem.148 - Comb: SLE QP
	1.68	-2.95	Risvolto-QP M1min - Elem.143 - Comb: SLE QP
	14.38	1.50	Risvolto-QP F1max Traz. - Elem.150 - Comb: SLE QP
	-36.58	1.34	Risvolto-QP F1max Comp. - Elem.146 - Comb: SLE QP
DIR. 2-2	-24.98	12.19	Risvolto-QP M2max - Elem.48 - Comb: SLE QP
	7.60	-10.14	Risvolto-QP M2min - Elem.143 - Comb: SLE QP
	33.21	-0.17	Risvolto-QP F2max Traz. - Elem.141 - Comb: SLE QP
	-182.91	11.50	Risvolto-QP F2max Comp. - Elem.146 - Comb: SLE QP

Risvolto-ECC

	N (kN/m)	M (kNm/m)	Combinazione
DIR. 1-1	-53.32	23.59	Risvolto-ECC M1max - Elem.148 - Comb: ECCEZ
	-0.34	-6.19	Risvolto-ECC M1min - Elem.140 - Comb: ECCEZ
	26.02	8.43	Risvolto-ECC F1max Traz. - Elem.143 - Comb: ECCEZ
	-58.37	5.95	Risvolto-ECC F1max Comp. - Elem.137 - Comb: ECCEZ
DIR. 2-2	91.21	82.47	Risvolto-ECC M2max - Elem.146 - Comb: ECCEZ
	-16.46	-23.44	Risvolto-ECC M2min - Elem.152 - Comb: ECCEZ
	91.21	82.47	Risvolto-ECC F2max Traz. - Elem.146 - Comb: ECCEZ

-291.84 16.09 Risolto-ECC F2max Comp. - Elem.137 - Comb: ECCEZ

Orecchia-SLU

DIR. 1-1	N (kN/m)	M	Combinazione
		(kNm/m)	
DIR. 2-2	-20.58	66.49	Orecchia-SLU M1max - Elem.183 - Comb: SLU LEGGERA (V)
	-60.17	-19.96	Orecchia-SLU M1min - Elem.184 - Comb: SLU LEGGERA (V)
	26.66	2.93	Orecchia-SLU F1max Traz. - Elem.183 - Comb: SLU PESANTE (Q)
	-248.92	20.52	Orecchia-SLU F1max Comp. - Elem.183 - Comb: SLU PESANTE (Q)
	93.49	90.89	Orecchia-SLU M2max - Elem.183 - Comb: SLU LEGGERA (V)
	-104.26	-30.04	Orecchia-SLU M2min - Elem.184 - Comb: SLU LEGGERA (V)
	134.99	-10.61	Orecchia-SLU F2max Traz. - Elem.184 - Comb: SLU PESANTE (Q)
	-377.16	19.95	Orecchia-SLU F2max Comp. - Elem.183 - Comb: SLU PESANTE (Q)

Orecchia-SLV

DIR. 1-1	N (kN/m)	M	Combinazione
		(kNm/m)	
DIR. 2-2	-122.80	34.32	Orecchia-SLV M1max - Elem.183 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X
	-28.85	-7.91	Orecchia-SLV M1min - Elem.184 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X
	41.09	9.04	Orecchia-SLV F1max Traz. - Elem.183 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y
	-182.92	20.09	Orecchia-SLV F1max Comp. - Elem.183 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y
	-155.36	51.98	Orecchia-SLV M2max - Elem.183 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X
	-37.25	-14.85	Orecchia-SLV M2min - Elem.130 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X
	148.69	-7.61	Orecchia-SLV F2max Traz. - Elem.184 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y
	-334.53	30.22	Orecchia-SLV F2max Comp. - Elem.183 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y

Orecchia-RARA

DIR. 1-1	N (kN/m)	M	Combinazione
		(kNm/m)	
DIR. 2-2	-184.39	15.20	Orecchia-RARA M1max - Elem.183 - Comb: SLE RARA (Q)
	-20.13	-4.75	Orecchia-RARA M1min - Elem.184 - Comb: SLE RARA (Q)
	19.75	2.17	Orecchia-RARA F1max Traz. - Elem.183 - Comb: SLE RARA (Q)
	-184.39	15.20	Orecchia-RARA F1max Comp. - Elem.183 - Comb: SLE RARA (Q)
	-279.38	14.78	Orecchia-RARA M2max - Elem.183 - Comb: SLE RARA (Q)
	-57.69	-9.29	Orecchia-RARA M2min - Elem.130 - Comb: SLE RARA (Q)
	99.99	-7.86	Orecchia-RARA F2max Traz. - Elem.184 - Comb: SLE RARA (Q)
	-279.38	14.78	Orecchia-RARA F2max Comp. - Elem.183 - Comb: SLE RARA (Q)

Orecchia-FREQ

DIR. 1-1	N (kN/m)	M	Combinazione
		(kNm/m)	
DIR. 2-2	-53.98	50.27	Orecchia-FREQ M1max - Elem.183 - Comb: SLE FREQ. (V)
	-47.49	-15.13	Orecchia-FREQ M1min - Elem.184 - Comb: SLE FREQ. (V)
	18.12	2.06	Orecchia-FREQ F1max Traz. - Elem.183 - Comb: SLE FREQ. (Q)
	-172.89	14.61	Orecchia-FREQ F1max Comp. - Elem.183 - Comb: SLE FREQ. (Q)
	7.16	67.84	Orecchia-FREQ M2max - Elem.183 - Comb: SLE FREQ. (V)
	-53.30	-22.89	Orecchia-FREQ M2min - Elem.184 - Comb: SLE FREQ. (V)
	93.39	-7.52	Orecchia-FREQ F2max Traz. - Elem.184 - Comb: SLE FREQ. (Q)
	-261.73	14.36	Orecchia-FREQ F2max Comp. - Elem.183 - Comb: SLE FREQ. (Q)

Orecchia-QP

R. 1-	N (kN/m)	M	Combinazione
		(kNm/m)	
	-138.41	12.85	Orecchia-QP M1max - Elem.183 - Comb: SLE QP

DIR. 2-2	-16.27	-4.01	Orecchia-QP M1min - Elem.184 - Comb: SLE QP
	13.24	1.74	Orecchia-QP F1max Traz. - Elem.183 - Comb: SLE QP
	-138.41	12.85	Orecchia-QP F1max Comp. - Elem.183 - Comb: SLE QP
	-208.80	13.09	Orecchia-QP M2max - Elem.183 - Comb: SLE QP
	73.59	-6.49	Orecchia-QP M2min - Elem.184 - Comb: SLE QP
	73.59	-6.49	Orecchia-QP F2max Traz. - Elem.184 - Comb: SLE QP
	-208.80	13.09	Orecchia-QP F2max Comp. - Elem.183 - Comb: SLE QP

9.2.2.5 Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione

9.2.2.5.1 RISVOLTO SLU - DIREZIONE 1 (ARMATURA ORIZZONTALE)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-19989.25	-0.0035 (sez)	1180.66	0.01 (arm)
Mx	-1169.53	0.01 (arm)	1043.31	0.01 (arm)
My	-265.18	0.01 (arm)	265.18	0.01 (arm)

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	Risvolto-SLU M1max - Elem.48 - Comb: SLU LEGGERA (V)	11.8030	armatura
2	Risvolto-SLU M1min - Elem.140 - Comb: SLU LEGGERA (V)	22.2318	armatura
3	Risvolto-SLU F1max Traz. - Elem.143 - Comb: SLU LEGGERA (V)	17.4050	armatura
4	Risvolto-SLU F1max Comp. - Elem.146 - Comb: SLU PESANTE (Q)	259.5270	sezione
5	Risvolto-SLV M1max - Elem.148 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	28.5084	armatura
6	Risvolto-SLV M1min - Elem.46 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	72.6129	armatura
7	Risvolto-SLV F1max Traz. - Elem.150 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	23.6372	armatura
8	Risvolto-SLV F1max Comp. - Elem.146 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	253.4980	sezione
9	Risvolto-ECC M1max - Elem.148 - Comb: ECCEZ	21.4434	sezione
10	Risvolto-ECC M1min - Elem.140 - Comb: ECCEZ	43.2220	armatura
11	Risvolto-ECC F1max Traz. - Elem.143 - Comb: ECCEZ	18.9391	armatura
12	Risvolto-ECC F1max Comp. - Elem.137 - Comb: ECCEZ	204.7785	sezione

9.2.2.5.2 RISVOLTO SLU - DIREZIONE 2 (ARMATURA VERTICALE)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-10414.46	-0.0035 (sez)	1021.82	0.01 (arm)
Mx	-205.70	0.01 (arm)	292.27	0.01 (arm)
My	-488.45	0.01 (arm)	500.71	0.01 (arm)

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	Risvolto-SLU M2max - Elem.48 - Comb: SLU LEGGERA (V)	2.5626	armatura
2	Risvolto-SLU M2min - Elem.148 - Comb: SLU LEGGERA (V)	6.0784	armatura
3	Risvolto-SLU F2max Traz. - Elem.146 - Comb: SLU LEGGERA (V)	3.0138	armatura
4	Risvolto-SLU F2max Comp. - Elem.146 - Comb: SLU PESANTE (Q)	23.9253	sezione
5	Risvolto-SLV M2max - Elem.146 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	13.9715	sezione
6	Risvolto-SLV M2min - Elem.46 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	11.0105	sezione
7	Risvolto-SLV F2max Traz. - Elem.137 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	11.6097	armatura
8	Risvolto-SLV F2max Comp. - Elem.146 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	22.7768	sezione
9	Risvolto-ECC M2max - Elem.146 - Comb: ECCEZ	2.8952	armatura
10	Risvolto-ECC M2min - Elem.152 - Comb: ECCEZ	10.2403	sezione
11	Risvolto-ECC F2max Traz. - Elem.146 - Comb: ECCEZ	2.8952	armatura
12	Risvolto-ECC F2max Comp. - Elem.137 - Comb: ECCEZ	26.8746	sezione

9.2.2.5.1 ORECCHIA SLU - DIREZIONE 1 (ARMATURA ORIZZONTALE)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-19989.25	-0.0035 (sez)	1180.66	0.01 (arm)
Mx	-1169.53	0.01 (arm)	1043.31	0.01 (arm)
My	-265.18	0.01 (arm)	265.18	0.01 (arm)

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	Orecchia-SLU M1max - Elem.183 - Comb: SLU LEGGERA (V)	4.2736	armatura
2	Orecchia-SLU M1min - Elem.184 - Comb: SLU LEGGERA (V)	32.8757	sezione
3	Orecchia-SLU F1max Traz. - Elem.183 - Comb: SLU PESANTE (Q)	30.5637	armatura
4	Orecchia-SLU F1max Comp. - Elem.183 - Comb: SLU PESANTE (Q)	53.1094	sezione
5	Orecchia-SLV M1max - Elem.183 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	24.5164	sezione
6	Orecchia-SLV M1min - Elem.184 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	110.5646	sezione
7	Orecchia-SLV F1max Traz. - Elem.183 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	14.8187	armatura
8	Orecchia-SLV F1max Comp. - Elem.183 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	61.9841	sezione

9.2.2.5.2 ORECCHIA SLU - DIREZIONE 2 (ARMATURA VERTICALE)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-10377.69	-0.0035 (sez)	970.51	0.01 (arm)
Mx	-202.24	0.01 (arm)	202.31	0.01 (arm)
My	-419.55	0.01 (arm)	427.85	0.01 (arm)

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	Orecchia-SLU M2max - Elem.183 - Comb: SLU LEGGERA (V)	1.8356	armatura
2	Orecchia-SLU M2min - Elem.184 - Comb: SLU LEGGERA (V)	17.1579	sezione
3	Orecchia-SLU F2max Traz. - Elem.184 - Comb: SLU PESANTE (Q)	5.2577	armatura
4	Orecchia-SLU F2max Comp. - Elem.183 - Comb: SLU PESANTE (Q)	21.0380	sezione
5	Orecchia-SLV M2max - Elem.183 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	8.4246	armatura
6	Orecchia-SLV M2min - Elem.130 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	24.9773	sezione
7	Orecchia-SLV F2max Traz. - Elem.184 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	5.2811	armatura
8	Orecchia-SLV F2max Comp. - Elem.183 - Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	19.5661	sezione

9.2.2.6 Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione

9.2.2.6.1 RISVOLTO VERIFICHE ALLE TENSIONI – DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)

Direzione 1 (armatura orizzontale) - RARA

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Risvolto-RARA M1max - Elem.141 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.14	0.95	12.12	0.10
2	Risvolto-RARA M1min - Elem.143 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.12	0.59	7.39	-0.35
3	Risvolto-RARA F1max Traz. - Elem.150 - Comb: SLE RARA (Q)	0.10	0.77	10.28	2.59
4	Risvolto-RARA F1max Comp. - Elem.146 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.06	-0.03	-0.52	-0.89

9.2.2.6.2 RISVOLTO VERIFICHE DI FESSURAZIONE FREQUENTE E Q.PERMANENTE – DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	∅ _{eq}	ε _d ·10 ³	K ₂	s _{r,max}	W _k	
1	1608.5	290325.5	0.0055	25.55	60.0	16.0	0.077	0.50	694.9	0.0533	(<0.3)
2	1608.5	290326.0	0.0055	11.47	60.0	16.0	0.034	0.50	695.0	0.0239	(<0.3)
3	1608.5	290330.6	0.0055	17.52	60.0	16.0	0.053	0.50	695.0	0.0365	(<0.3)
4	1608.5	290330.6	0.0055	-0.47	60.0	16.0	-0.001	0.50	695.0	-0.0010	(<0.3)

Combinazioni quasi permanenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	∅ _{eq}	ε _d ·10 ³	K ₂	s _{r,max}	W _k	
1	1608.5	290325.1	0.0055	5.12	60.0	16.0	0.015	0.50	694.9	0.0107	(<0.2)
2	1608.5	290326.0	0.0055	5.05	60.0	16.0	0.015	0.50	695.0	0.0105	(<0.2)
3	1608.5	290326.0	0.0055	1.12	60.0	16.0	0.003	0.50	699.4	0.0023	(<0.2)
4	1608.5	290326.0	0.0055	-0.68	60.0	16.0	-0.002	0.50	695.0	-0.0014	(<0.2)

9.2.2.6.3 RISVOLTO VERIFICHE ALLE TENSIONI – DIREZIONE 2 (VERTICALE)

Direzione 2 (armatura verticale) - RARA

comb	Descrizione	σ _{c,max}	σ _{c,min}	σ _{s,max}	σ _{s,min}
1	Risolto-RARA M2max - Elem.146 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.75	-0.16	-3.88	-9.67
2	Risolto-RARA M2min - Elem.143 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.70	3.08	36.51	-0.73
3	Risolto-RARA F2max Traz. - Elem.141 - Comb: SLE RARA (Q)	0.68	1.62	21.91	12.56
4	Risolto-RARA F2max Comp. - Elem.146 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.75	-0.16	-3.88	-9.67

9.2.2.6.4 RISVOLTO VERIFICHE DI FESSURAZIONE FREQUENTE E Q.PERMANENTE – DIREZIONE 2 (VERTICALE)

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	∅ _{eq}	ε _d ·10 ³	K ₂	s _{r,max}	W _k	
1	1885.0	211237.3	0.0089	119.33	76.0	20.0	0.358	0.50	639.4	0.2289	(<0.3)
2	1256.6	216506.2	0.0058	43.26	76.0	20.0	0.130	0.50	844.2	0.1095	(<0.3)
3	1256.6	216506.2	0.0058	19.39	76.0	20.0	0.058	0.73	1118.1	0.0651	(<0.3)
4	1256.6	216506.2	0.0058	-9.16	76.0	20.0	-0.027	0.50	844.2	-0.0232	(<0.3)

Combinazioni quasi permanenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	Ø _{eq}	ε _d ·10 ³	K ₂	S _{r,max}	W _k	
1	1885.0	197503.6	0.0095	11.06	76.0	20.0	0.033	0.50	614.6	0.0204	(<0.2)
2	1256.6	218952.3	0.0057	24.57	76.0	20.0	0.074	0.50	850.8	0.0627	(<0.2)
3	1256.6	218952.3	0.0057	13.70	76.0	20.0	0.041	0.74	1129.6	0.0464	(<0.2)
4	1256.6	218952.3	0.0057	-7.59	76.0	20.0	-0.023	0.50	850.8	-0.0194	(<0.2)

9.2.2.6.1 ORECCHIA VERIFICHE ALLE TENSIONI – DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)

Direzione 1 (armatura orizzontale) - RARA

comb	Descrizione	σ _{c,max}	σ _{c,min}	σ _{s,max}	σ _{s,min}
1	Orecchia-RARA M1max - Elem.183 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.35	-0.01	-0.77	-4.51
2	Orecchia-RARA M1min - Elem.184 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.11	0.16	1.83	-1.06
3	Orecchia-RARA F1max Traz. - Elem.183 - Comb: SLE RARA (Q)	0.01	0.82	10.76	1.55
4	Orecchia-RARA F1max Comp. - Elem.183 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.35	-0.01	-0.77	-4.51

9.2.2.6.2 ORECCHIA VERIFICHE DI FESSURAZIONE FREQUENTE E Q.PERMANENTE – DIREZIONE 1 (ORIZZONTALE)

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = S_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$S_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	Ø _{eq}	ε _d ·10 ³	K ₂	S _{r,max}	W _k	
1	1608.5	290325.0	0.0055	61.22	60.0	16.0	0.184	0.50	694.9	0.1276	(<0.3)
2	1608.5	290324.4	0.0055	9.55	60.0	16.0	0.029	0.50	694.9	0.0199	(<0.3)
3	1608.5	284826.3	0.0056	9.14	60.1	16.0	0.027	0.50	685.9	0.0188	(<0.3)
4	1608.5	284826.3	0.0056	-0.23	60.1	16.0	-0.001	0.50	685.9	-0.0005	(<0.3)

Combinazioni quasi permanenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	Ø _{eq}	ε _d ·10 ³	K ₂	S _{r,max}	W _k	
1	1608.5	126667.1	0.0127	-0.40	60.0	16.0	-0.001	0.50	418.2	-0.0005	(<0.2)
2	1608.5	282330.3	0.0057	1.68	60.0	16.0	0.005	0.50	681.4	0.0034	(<0.2)
3	1608.5	289971.9	0.0055	7.06	60.0	16.0	0.021	0.50	694.5	0.0147	(<0.2)
4	1608.5	126667.1	0.0127	-0.40	60.0	16.0	-0.001	0.50	418.2	-0.0005	(<0.2)

9.2.2.6.3 ORECCHIA VERIFICHE ALLE TENSIONI – DIREZIONE 2 (VERTICALE)

Direzione 2 (armatura verticale) - RARA

comb	Descrizione	σ _{c,max}	σ _{c,min}	σ _{s,max}	σ _{s,min}
1	Orecchia-RARA M2max - Elem.183 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.84	-0.19	-4.60	-10.99
2	Orecchia-RARA M2min - Elem.130 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.36	0.22	1.85	-3.87
3	Orecchia-RARA F2max Traz. - Elem.184 - Comb: SLE RARA (Q)	0.62	4.69	59.91	19.67
4	Orecchia-RARA F2max Comp. - Elem.183 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.84	-0.19	-4.60	-10.99

9.2.2.6.4 ORECCHIA VERIFICHE DI FESSURAZIONE FREQUENTE E Q.PERMANENTE – DIREZIONE 2 (VERTICALE)

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	∅ _{eq}	ε _d ·10 ³	K ₂	s _{r,max}	W _k	
1	1256.6	218637.6	0.0057	146.46	76.0	20.0	0.439	0.50	850.0	0.2735	(<0.3)
2	1256.6	202665.5	0.0062	27.48	76.0	20.0	0.082	0.50	806.7	0.0665	(<0.3)
3	1256.6	202665.5	0.0062	55.37	76.0	20.0	0.166	0.57	885.8	0.1471	(<0.3)
4	1256.6	202665.5	0.0062	-10.40	76.0	20.0	-0.031	0.50	806.7	-0.0252	(<0.3)

Combinazioni quasi permanenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	∅ _{eq}	ε _d ·10 ³	K ₂	s _{r,max}	W _k	
1	1256.6	202665.5	0.0062	-8.64	76.0	20.0	-0.026	0.50	806.7	-0.0209	(<0.2)
2	1256.6	202665.5	0.0062	45.06	76.0	20.0	0.135	0.55	860.1	0.1163	(<0.2)
3	1256.6	202665.5	0.0062	45.06	76.0	20.0	0.135	0.55	860.1	0.1163	(<0.2)
4	1256.6	202665.5	0.0062	-8.64	76.0	20.0	-0.026	0.50	806.7	-0.0209	(<0.2)

9.2.2.7 Verifica a taglio RISVOLTO

Sollecitazioni massime

Risvolto-SLU	V13max	V23max
V13	0.61	
V23		-17.7
cond	SLU LEGGERA (V)	SLU LEGGERA (V)
elem	62	152
nodo	71	158
Risvolto-SLV	V13max	V23max
V13	0.13	
V23		-17.44
cond	SISMAY + 0.3 SISMAX	SISMA X- + 0.3 SISMA Y
elem	62	47
nodo	71	74
Risvolto-ECC	V13max	V23max
	-4.72	
		-5.86
cond	ECCEZ	ECCEZ
elem	138	152
nodo	151	158

Essendo la massima sollecitazione a taglio individuata in condizioni statiche (SLU) e risultante :

$T_{max} = 17.7$ (comb. SLU - Verticale)

Nettamente inferiore a quella individuata nel paraghiaia, di spessore ed armatura equivalenti

T_{max} , paraghiaia = 117.5 (comb. SLU - Verticale)

Si omette la verifica.

9.2.3 MARCIAPIEDE

9.2.3.1 Schematizzazione del MARCIAPIEDE

Si rimanda al capitolo sui muri di risvolto.

9.2.3.2 Carichi su muri di risvolto

Si rimanda al capitolo sui muri di risvolto.

9.2.3.3 Armatura adottata per le verifiche

Caratteristiche geometriche della sezione – Armatura trasversale:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	30.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ16/25	= 8.04
Copriferro c (mm)	55+14+16/2=77	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ16/25	= 8.04
Copriferro armatura compressa c' (mm)	55+14+16/2=77	

Caratteristiche geometriche della sezione – Armatura longitudinale

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	30.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ14/25	= 6.16
Copriferro c (mm)	55+14/2=62	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ14/25	= 6.16
Copriferro armatura compressa c' (mm)	55+14/2=62	

9.2.3.4 SOLLECITAZIONI

Marciap-SLU

	N (kN/m)	M (kNm/m)	Combinazione
DIR. 1-1	0.23	2.41	Marciap-SLU M1max - Elem.153 - Comb: SLU PESANTE (Q)
	4.22	-4.94	Marciap-SLU M1min - Elem.99 - Comb: SLU PESANTE (Q)
	68.91	-3.42	Marciap-SLU F1max Traz. - Elem.101 - Comb: SLU LEGGERA (V)
	-8.55	1.91	Marciap-SLU F1max Comp. - Elem.154 - Comb: SLU LEGGERA (V)
DIR. 2-2	7.06	13.86	Marciap-SLU M2max - Elem.154 - Comb: SLU PESANTE (Q)
	12.25	-23.65	Marciap-SLU M2min - Elem.122 - Comb: SLU PESANTE (Q)
	103.14	-14.55	Marciap-SLU F2max Traz. - Elem.122 - Comb: SLU LEGGERA (V)
	-38.71	9.13	Marciap-SLU F2max Comp. - Elem.154 - Comb: SLU LEGGERA (V)

Marciap-SLV

	N (kN/m)	M (kNm/m)	Combinazione
R. DIR. 1-1 2-	-2.04	1.50	Marciap-SLV M1max - Elem.154 - Comb: SISMA Y + 0.3 SISMA X
	8.41	-4.34	Marciap-SLV M1min - Elem.99 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y
	17.08	-1.17	Marciap-SLV F1max Traz. - Elem.101 - Comb: SISMA Y + 0.3 SISMA X
	-4.07	-0.30	Marciap-SLV F1max Comp. - Elem.97 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y
	-10.35	8.46	Marciap-SLV M2max - Elem.154 - Comb: SISMA Y + 0.3 SISMA X

25.25	-15.69	Marciap-SLV M2min - Elem.122 - Comb: SISMA Y + 0.3 SISMA X
25.25	-15.69	Marciap-SLV F2max Traz. - Elem.122 - Comb: SISMA Y + 0.3 SISMA X
-20.79	3.17	Marciap-SLV F2max Comp. - Elem.97 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y

Marciap-RARA

	N (kN/m)	M (kNm/m)	Combinazione
DIR. 1-1	0.17	1.78	Marciap-RARA M1max - Elem.153 - Comb: SLE RARA (Q)
	3.13	-3.66	Marciap-RARA M1min - Elem.99 - Comb: SLE RARA (Q)
	5.25	-3.14	Marciap-RARA F1max Traz. - Elem.101 - Comb: SLE RARA (Q)
	-4.36	-0.48	Marciap-RARA F1max Comp. - Elem.97 - Comb: SLE RARA (Q)
DIR. 2-2	5.23	10.26	Marciap-RARA M2max - Elem.154 - Comb: SLE RARA (Q)
	9.07	-17.52	Marciap-RARA M2min - Elem.122 - Comb: SLE RARA (Q)
	9.30	-15.98	Marciap-RARA F2max Traz. - Elem.122 - Comb: SLE RARA (V)
	-22.37	2.11	Marciap-RARA F2max Comp. - Elem.97 - Comb: SLE RARA (Q)

Marciap-FREQ

	N (kN/m)	M (kNm/m)	Combinazione
DIR. 1-1	-6.20	1.65	Marciap-FREQ M1max - Elem.154 - Comb: SLE FREQ. (V)
	45.82	-3.72	Marciap-FREQ M1min - Elem.103 - Comb: SLE FREQ. (V)
	50.03	-2.95	Marciap-FREQ F1max Traz. - Elem.101 - Comb: SLE FREQ. (V)
	-6.20	1.65	Marciap-FREQ F1max Comp. - Elem.154 - Comb: SLE FREQ. (V)
DIR. 2-2	4.43	9.38	Marciap-FREQ M2max - Elem.154 - Comb: SLE FREQ. (Q)
	4.70	-14.09	Marciap-FREQ M2min - Elem.121 - Comb: SLE FREQ. (Q)
	37.87	2.62	Marciap-FREQ F2max Traz. - Elem.101 - Comb: SLE FREQ. (V)
	-27.12	8.40	Marciap-FREQ F2max Comp. - Elem.154 - Comb: SLE FREQ. (V)

Marciap-QP

	N (kN/m)	M (kNm/m)	Combinazione
DIR. 1-1	-0.06	1.14	Marciap-QP M1max - Elem.153 - Comb: SLE QP
	2.97	-2.24	Marciap-QP M1min - Elem.103 - Comb: SLE QP
	4.19	-1.82	Marciap-QP F1max Traz. - Elem.101 - Comb: SLE QP
	-2.93	-0.26	Marciap-QP F1max Comp. - Elem.97 - Comb: SLE QP
DIR. 2-2	2.01	6.74	Marciap-QP M2max - Elem.154 - Comb: SLE QP
	9.97	-11.36	Marciap-QP M2min - Elem.122 - Comb: SLE QP
	9.97	-11.36	Marciap-QP F2max Traz. - Elem.122 - Comb: SLE QP
	-15.09	1.51	Marciap-QP F2max Comp. - Elem.97 - Comb: SLE QP

Marciap-ECC

	N (kN/m)	M (kNm/m)	Combinazione
DIR. 1-1	-0.40	19.62	Marciap-ECC M1max - Elem.103 - Comb: ECCEZ
	79.89	-15.42	Marciap-ECC M1min - Elem.101 - Comb: ECCEZ
	79.89	-15.42	Marciap-ECC F1max Traz. - Elem.101 - Comb: ECCEZ
	-19.05	4.61	Marciap-ECC F1max Comp. - Elem.154 - Comb: ECCEZ
DIR. 2-2	-24.21	62.43	Marciap-ECC M2max - Elem.103 - Comb: ECCEZ
	-4.51	-14.63	Marciap-ECC M2min - Elem.113 - Comb: ECCEZ
	76.83	-11.16	Marciap-ECC F2max Traz. - Elem.122 - Comb: ECCEZ
	-96.11	22.29	Marciap-ECC F2max Comp. - Elem.154 - Comb: ECCEZ

9.2.3.5 Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione

9.2.3.5.1 VERIFICHE SLU - DIREZIONE TRASVERSALE

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-6265.44	-0.0035 (sez)	621.13	0.01 (arm)
Mx	-80.30	0.01 (arm)	79.71	0.01 (arm)
My	-273.38	0.01 (arm)	268.13	0.01 (arm)

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	Marciap-SLU M2max - Elem.154 - Comb: SLU PESANTE (Q)	5.4681	sezione
2	Marciap-SLU M2max - Elem.154 - Comb: SLU PESANTE (Q)	5.4681	sezione
3	Marciap-SLU M2max - Elem.154 - Comb: SLU PESANTE (Q)	5.4681	armatura
4	Marciap-SLU M2min - Elem.122 - Comb: SLU PESANTE (Q)	3.2176	sezione
5	Marciap-SLU F2max Traz. - Elem.122 - Comb: SLU LEGGERA (V)	2.9309	armatura
6	Marciap-SLU F2max Comp. - Elem.154 - Comb: SLU LEGGERA (V)	14.8207	armatura
7	Marciap-SLV M2max - Elem.154 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	10.6313	armatura
8	Marciap-SLV M2min - Elem.122 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	4.3333	armatura
9	Marciap-SLV F2max Traz. - Elem.122 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	4.3333	armatura
10	Marciap-SLV F2max Comp. - Elem.97 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	59.0109	sezione
11	Marciap-ECC M2max - Elem.103 - Comb: ECCEZ	1.3273	armatura
12	Marciap-ECC M2min - Elem.113 - Comb: ECCEZ	5.6283	sezione

9.2.3.5.2 VERIFICHE SLU - DIREZIONE LONGITUDINALE

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-6119.84	-0.0035 (sez)	475.55	0.01 (arm)
Mx	-60.51	0.01 (arm)	60.50	0.01 (arm)
My	-210.62	0.01 (arm)	206.42	0.01 (arm)

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	Marciap-SLU M2max - Elem.154 - Comb: SLU PESANTE (Q)	4.0899	armatura
2	Marciap-SLU M2max - Elem.154 - Comb: SLU PESANTE (Q)	4.0899	armatura
3	Marciap-SLU M2max - Elem.154 - Comb: SLU PESANTE (Q)	4.0899	armatura
4	Marciap-SLU M1max - Elem.153 - Comb: SLU PESANTE (Q)	24.9475	armatura
5	Marciap-SLU M1min - Elem.99 - Comb: SLU PESANTE (Q)	11.1459	armatura
6	Marciap-SLU F1max Traz. - Elem.101 - Comb: SLU LEGGERA (V)	5.0151	armatura
7	Marciap-SLU F1max Comp. - Elem.154 - Comb: SLU LEGGERA (V)	62.8144	armatura
8	Marciap-SLV M1max - Elem.154 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	48.4590	armatura
9	Marciap-SLV M1min - Elem.99 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	11.2954	armatura
10	Marciap-SLV F1max Traz. - Elem.101 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	18.0587	armatura
11	Marciap-SLV F1max Comp. - Elem.97 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	773.2101	sezione
12	Marciap-ECC M1max - Elem.103 - Comb: ECCEZ	3.0947	armatura

9.2.3.6 Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione

9.2.3.6.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI – DIREZIONE TRASVERSALE

Direzione 1 (armatura orizzontale) - RARA

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Marciap-RARA M2max - Elem.154 - Comb: SLE RARA (Q)	-1.71	6.50	65.98	5.85
2	Marciap-RARA M2min - Elem.122 - Comb: SLE RARA (Q)	-2.91	11.06	112.29	9.99
3	Marciap-RARA F2max Traz. - Elem.122 - Comb: SLE RARA (V)	-2.66	10.18	103.34	9.35
4	Marciap-RARA F2max Comp. - Elem.97 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.24	0.16	0.86	-2.05

9.2.3.6.2 VERIFICHE DI FESSURAZIONE FREQUENTE E Q.PERMANENTE – DIREZIONE TRASVERSLE

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	∅ _{eq}	ε _d ·10 ³	K ₂	s _{r,max}	W _k	
1	0.0	0.0	0.0000	0.00	69.0	16.0	0.000	0.50	0.0	0.0000	(<0)
2	804.2	132449.3	0.0061	88.34	69.0	16.0	0.265	0.50	682.5	0.1809	(<0.2)
3	804.2	142218.2	0.0057	42.68	69.0	16.0	0.128	0.50	715.6	0.0916	(<0.2)
4	804.2	127045.9	0.0063	32.60	69.0	16.0	0.098	0.50	664.3	0.0650	(<0.2)

Combinazioni quasi permanenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	∅ _{eq}	ε _d ·10 ³	K ₂	s _{r,max}	W _k	
1	804.2	132408.0	0.0061	41.82	69.0	16.0	0.125	0.50	682.4	0.0856	(<0.3)
2	804.2	133073.1	0.0060	75.71	69.0	16.0	0.227	0.50	684.7	0.1555	(<0.3)
3	804.2	133073.1	0.0060	75.71	69.0	16.0	0.227	0.50	684.7	0.1555	(<0.3)
4	804.2	102620.0	0.0078	0.82	69.0	16.0	0.002	0.50	581.7	0.0014	(<0.3)

9.2.3.6.3 VERIFICHE ALLE TENSIONI – DIREZIONE LONGITUDINALE

Direzione 2 (armatura verticale) - RARA

comb	Descrizione	σ _{c,max}	σ _{c,min}	σ _{s,max}	σ _{s,min}
1	Marciap-RARA M1max - Elem.153 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.29	1.21	13.53	0.28
2	Marciap-RARA M1min - Elem.99 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.60	2.69	30.19	1.15
3	Marciap-RARA F1max Traz. - Elem.101 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.51	2.46	27.71	1.56
4	Marciap-RARA F1max Comp. - Elem.97 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.06	0.06	0.53	-0.52

9.2.3.6.4 VERIFICHE DI FESSURAZIONE FREQUENTE E Q.PERMANENTE – DIREZIONE LONGITUDINALE

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	∅ _{eq}	ε _d ·10 ³	K ₂	s _{r,max}	W _k	
1	0.0	0.0	0.0000	0.00	55.0	14.0	0.000	0.50	0.0	0.0000	(<0)
2	615.8	114613.2	0.0054	68.96	55.0	14.0	0.207	0.50	630.0	0.1303	(<0.2)
3	615.8	115427.6	0.0053	66.94	55.0	14.0	0.201	0.50	633.2	0.1271	(<0.2)
4	615.8	100398.6	0.0061	7.36	55.0	14.0	0.022	0.50	575.1	0.0127	(<0.2)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$S_{r,max}$	W_k	
1	615.8	105792.1	0.0058	8.05	55.0	14.0	0.024	0.50	595.9	0.0144	(<0.3)
2	615.8	107344.9	0.0057	18.92	55.0	14.0	0.057	0.50	601.9	0.0342	(<0.3)
3	615.8	108250.1	0.0057	17.04	55.0	14.0	0.051	0.50	605.4	0.0310	(<0.3)
4	615.8	79690.5	0.0077	0.23	55.0	14.0	0.001	0.50	495.0	0.0003	(<0.3)

9.2.3.1 Verifica a taglio MARCIAPIEDE

TAGLIO Marciap-SLU		
T (kN/m)	Combinazione	
V13max	9.9	Elem.99 -Comb: SLU PESANTE (Q)
V23max	-21.39	Elem.122 -Comb: SLU PESANTE (Q)
TAGLIO Marciap-SLV		
T (kN/m)	Combinazione	
V13max	7.76	Elem.99 -Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y
V23max	-12.75	Elem.122 -Comb: SISMA Y + 0.3 SISMA X
TAGLIO Marciap-ECC		
T (kN/m)	Combinazione	
V13max	51.47	Elem.101 -Comb: ECCEZ
V23max	-85.07	Elem.103 -Comb: ECCEZ

La massima sollecitazione a taglio è stata individuata in condizioni Eccezionali e risulta:

$T_{max} = 85.07 \text{ kN/m}$

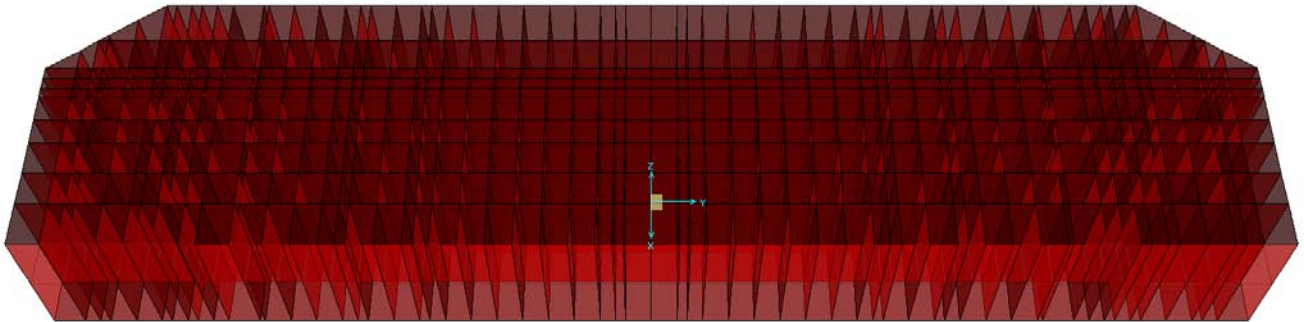
Si effettua la verifica per gli elementi non armati a taglio:

Inserire dati in rosso				
	V_{Ed}	85.07	kN	taglio sollecitante
	N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
	R_{ck}	40	N/mm^2	
	f_{ck}	33.2	N/mm^2	
	γ_c	1.5		
	f_{cd}	18.8		
Geometria cls	b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
	h	300	mm	
	c	77	mm	copriferro dall'asse armatura al bordo sezione
	d	223	mm	altezza utile della sezione resistente
Geometria acciaio	f	16	mm	
	n°	4		
	A_{sl}	803.84	mm^2	sola armatura tesa ? Si
	ρ_l	0.004		<0.02
	σ_{cp}	0.0	N/mm^2	<0.2 f_{cd} OK
	k	1.9470		<2
	V_{min}	0.5479		
		119.18	kN	
		122.18	kN	
	V_{rd}	122.18	kN	Verificata
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO				

9.2.4 PLATEA DI FONDAZIONE

9.2.4.1 Schematizzazione della platea

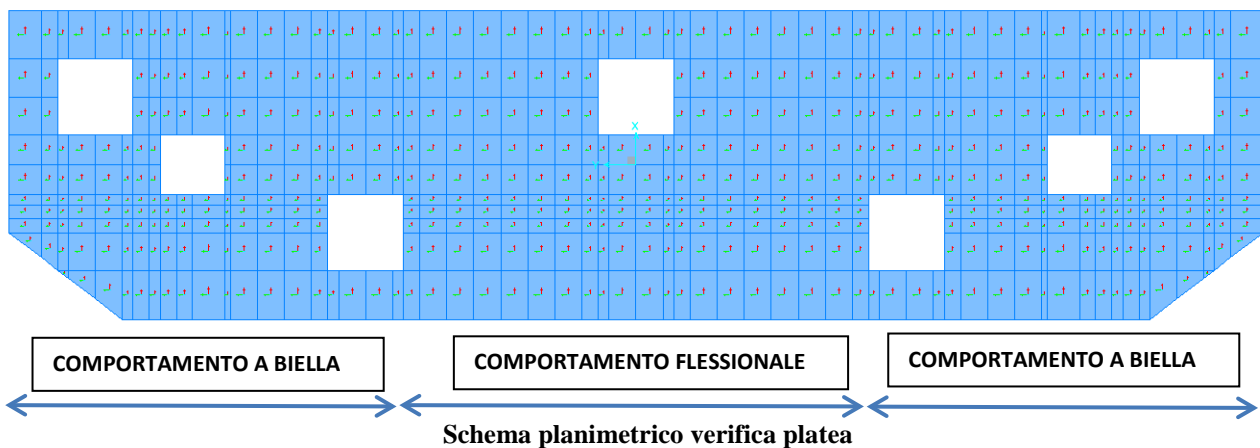
Si riporta di seguito un'immagine della platea di fondazione schematizzata nel programma di calcolo mediante degli elementi shell di spessore pari a 220cm e dimensioni trasversale pari a circa 50 x 50 cm.



Schema platea 3D

Di seguito si riportano le verifiche allo stato limite ultimo (SLU), le verifiche a stato limite di esercizio (SLE) raro, frequente e quasi permanente con controllo della fessurazione nonché le verifiche sismiche per le quali, secondo normativa, è necessario controllare che la struttura rimanga in campo elastico (per le tensioni di riferimento si faccia riferimento alle tabelle riportate nel Capitolo “Caratteristiche dei Materiali”).

Per la presenza nella modellazione di collegamenti “puntuali” si evidenziano delle zone di picchi di sollecitazioni, che vengono esclusi dalle verifiche: tali zone di interferenza che corrispondono rispettivamente all’area dei pali e dei baggioli.



Per la particolarità della spalla si sono suddivise le verifiche in funzione del comportamento che si instaura: comportamento tipico flessionale nella zona centrale, per il quale è prevista una maglia di armatura, e comportamento a “biella” tra il baggiolo stesso ed i due pali adiacenti, per cui è prevista una armatura specifica in testa ai pali.

Dal diagramma delle tensioni principali estratto del modello di calcolo si evince il comportamento sopra descritto.

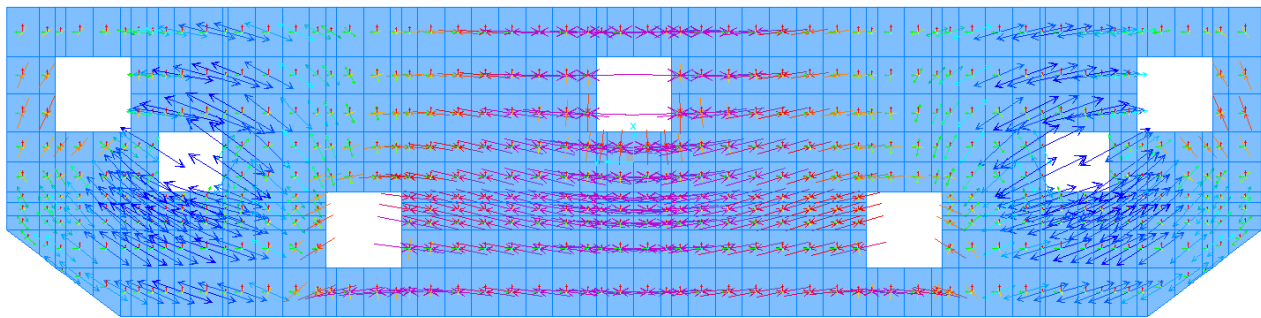


Diagramma tensioni principali Mmax

Convenzione sui segni:

- M_{11} : momento che inflette la platea in senso trasversale, positivo se tende le fibre di intradosso;
- M_{22} : momento che inflette la platea in senso longitudinale, positivo se tende le fibre di intradosso
- N: sforzo normale positivo di trazione;
- V_{13} : sforzo di taglio platea in senso trasversale;
- V_{23} : sforzo di taglio platea in senso longitudinale.

9.2.4.2 Armatura adottata per le verifiche

Direzione X parallela all'asse stradale tipica

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	220.0	
Armatura estradosso tipica (cm ²)	1Φ24/25	= 18.08
Copriferro c (mm)	50+24/2=62	
Armatura intradosso tipica (cm ²)	1Φ24/25	= 18.08
Copriferro c' (mm)	50+24/2=62	

Direzione X parallela all'asse stradale integrativa sui pali

Larghezza b (cm)	200.0	
Altezza h (cm)	220.0	
Armatura estradosso integrativa (cm ²)	1Φ24/25+8Φ24	= 72.32
Copriferro c (mm)	50+24/2=62	
Armatura intradosso integrativa (cm ²)	1Φ24/25+8Φ24	= 72.32
Copriferro c' (mm)	50+24/2=62	

Direzione Y parallela all'asse degli appoggi tipica

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	220.0	
Armatura estradosso tipica (cm ²)	1Φ24/12.5	= 36.16
Copriferro c (mm)	50+24+24/2=86	
Armatura intradosso tipica (cm ²)	1Φ24/25	= 18.08
Copriferro c' (mm)	50+24+24/2=86	

Direzione Y parallela all'asse stradale integrativa sui pali

Larghezza b (cm)	200.0	
Altezza h (cm)	220.0	
Armatura estradosso integrativa (cm ²)	1Φ24/12.5	= 72.32
Copriferro c (mm)	50+24+24/2=86	
Armatura intradosso integrativa (cm ²)	1Φ24/25+8Φ24	= 72.32
Copriferro c' (mm)	50+24+24/2=86	

Armatura integrativa collegamento obliquo testa pali sotto appoggi

Larghezza b (cm)	200.0	
Altezza h (cm)	220.0	
Armatura estradosso integrativa (cm ²)	19Φ25/	= 100.70
Copriferro c (mm)	50+24+24+24+26/2=135	
Armatura intradosso integrativa (cm ²)	19Φ25/	= 100.70
Copriferro c' (mm)	50+24+24+24+26/2=135	

Armatura integrativa collegamento obliquo testa pali fuori appoggi

Larghezza b (cm)	200.0	
Altezza h (cm)	220.0	
Armatura estradosso integrativa (cm ²)	10Φ25/	= 50.3
Copriferro c (mm)	50+24+24+24+26/2=135	
Armatura intradosso integrativa (cm ²)	10Φ25/	= 50.3
Copriferro c' (mm)	50+24+24+24+26/2=135	

4) QP-VICINO	cond.5 Pmin Comp. -3544.46	cond.6 Pmax Comp. -3556.09
M2	-23.18	28.77
P	-3544.46	-3556.09
M3	-850.06	-854.23
V2	302.18	302.41
V3	2.82	-2.51
cond	SLE OP	SLE OP
elem	P1.14	P3.14
dist. dal 1° vert.	0.00	0.00

1A) SLU STR-LONTANO	cond.5 Pmin Comp. -3146.77	cond.6 Pmax Comp. -5489.57
M2	-832.87	406.77
P	-3146.77	-5489.57
M3	-546.93	-1014.94
V2	589.47	507.51
V3	254.31	23.31
cond	SLU LEGGERA (V)	SLU PESANTE (Q)
elem	P4.14	P5.14
dist. dal 1° vert.	0.00	0.00

5A) SISMA-LONTANO	cond.5 Pmin Comp. -2067.24	cond.6 Pmax Comp. -5048.43
M2	-1072.37	-376.18
P	-2067.24	-5048.43
M3	788.32	-2407.65
V2	1319.12	-910.93
V3	313.41	219.37
cond	SISMA X + 0.3 SISMA Y	SISMA X - + 0.3 SISMA Y
elem	P4.14	P5.14
dist. dal 1° vert.	0.00	0.00

2) RARA-LONTANO	cond.5 Pmin Comp. -3669.47	cond.6 Pmax Comp. -4055.59
M2	-767.62	325.39
P	-3669.47	-4055.59
M3	-713.04	-746.06
V2	353.27	379.47
V3	185.40	8.93
cond	SLE RARA (V)	SLE RARA (Q)
elem	P4.14	P5.14
dist. dal 1° vert.	0.00	0.00

3) FREQ-LONTANO	cond.5 Pmin Comp. -3339.93	cond.6 Pmax Comp. -3835.93
M2	-515.47	488.85
P	-3339.93	-3835.93
M3	-694.22	-733.89
V2	425.86	349.87
V3	135.75	-60.63
cond	SLE FREQ. (V)	SLE FREQ. (Q)
elem	P4.14	P5.14
dist. dal 1° vert.	0.00	0.00

4) QP-LONTANO	cond.5 Pmin Comp. -3325.84	cond.6 Pmax Comp. -3330.88
M2	-292.70	303.37
P	-3325.84	-3330.88
M3	-697.39	-697.26
V2	282.47	282.27
V3	40.03	-40.56
cond	SLE OP	SLE OP
elem	P4.14	P5.14
dist. dal 1° vert.	0.00	0.00

Per la valutazione delle sollecitazioni bisogna togliere il peso del plinto e della terra imbarcata:

Palo vicino: $A * \gamma * h = (20.245 * 25 * 2.20) = 1113.50 \text{ kN}$

Palo lontano: $A * \gamma * h + A_t * \gamma_t * h_t = (28.50 * 25 * 2.20) + (6.40 * 19 * 2) = 1567.50 + 243.2 = 1810.7 \text{ kN}$

PALO VICINO	MODELLO	PP+TERRA	TOT PALO (kN)
SLU	6177.76	1113.5	5064.26
SLV	4940.33	1113.5	3826.83
RARA	4565.52	1113.5	3452.02
FREQUENTE	4220.14	1113.5	3106.64
QUASI PERMANENTE	3556.09	1113.5	2442.59

PALO LONTANO	MODELLO	PP+TERRA	TOT PALO (kN)
SLU	5489.57	1810.7	3678.87
SLV	5048.43	1810.7	3237.73
RARA	4055.59	1810.7	2244.89
FREQUENTE	3335.93	1810.7	1525.23
QUASI PERMANENTE	3330.88	1810.7	1520.18

9.2.4.3.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE E RARA

Verifica plinto di fondazione con il "metodo delle bielle"			
Palo più vicino all'appoggio			
Dati geometrici			
Distanza trasversale baricentro G dell' area "AA" di competenza palo / palo:	Y =	1.500	[m]
Distanza longitudinale baricentro "G" dell' area "AA" di competenza palo / palo:	X =	1.250	[m]
Angolo tra la direzione longitudinale e quella della biella tesa:	$\zeta = \arctg (Y / X) =$	50.194	[°]
Distanza palo / baricentro G:	$L = X / \cos \zeta =$	1.953	[m]
Distanza longitudinale baricentro G / bordo area "AA":	W =	0.300	[m]
Distanza, lungo la direzione della biella tesa, baricentro G / bordo area "AA":	Z =	0.469	[m]
Diametro palo:	D =	2.00	[m]
Lato sezione quadrata equivalente:	$D' = D/2 * \sqrt{\pi} =$	1.77	[m]
Spessore plinto di fondazione:	H =	2.20	[m]
Copriferro baricentro armatura tesa:	s =	13.5	[cm]
Altezza utile plinto:	$h = H - s =$	2.07	[m]
Braccio del tirante:	$h' = 0.85 * h =$	1.76	[m]
Altezza utile plinto - braccio del tirante:	$s' = h - h' = 0.15 * h =$	0.31	[m]
Angolo di inclinazione della direzione del puntone rispetto all'orizzontale:	$\theta = \arctg (h' / L) =$	41.95	[°]
Area sezione biella compressa			
Base in direzione trasversale: $B T = \min [B T1 ; B T2]$		1.087	[m]
con:			
$BT1 = D' * \sin \theta =$		1.185	[m]
$BT2 = 2 * (Z + s' / \tan \theta) * \sin \theta =$		1.087	[m]
Base in direzione longitudinale: $B L = D'$		1.772	[m]
Armatura			
Larghezza di influenza in direzione trasversale: $i T =$		3.40	[m]
Armatura in direzione longitudinale:	$AaL = (1\phi 24/25) * i_T + 8\phi 24 + (19\phi 26) * \cos \zeta$	162.30	[cm ²]
Larghezza di influenza in direzione longitudinale: $i L =$		2.85	[m]

PROGETTISTA PROF. ING. RAFFAELE POLUZZI		CODIFICA DOCUMENTO 12.60-PB-REL-PE1.7_RELAZIONE SPALLE_REV01		FOGLIO 88 DI 141	
Armatura in direzione trasversale:		$AaT = (1\phi24/25)*i_L+8\phi24+(19\phi26)*\sin\zeta$	165.26	[cm ²]	
a) Condizioni sismiche					
Carico efficace sul palo: P =			3826.83	[kN]	
Compressione nel puntone: Ncs = P / senθ =			5724.23	[kN]	
Tiro nella biella tesa: Ts = Ncs * cosθ =			4257.01	[kN]	
Tiro longitudinale: TLs = Ts * cosζ =			2725.27	[kN]	
Tiro trasversale: TTs = Ts * senζ =			3270.33	[kN]	
Verifica armatura biella tesa					
In direzione longitudinale: σas = TLs / AaL =			167.92	[N/mm ²]	Verificato
Tensione ammissibile: σamm_Ls =			391.00	[N/mm ²]	
In direzione trasversale: σas = TTs / AaT =			197.89	[N/mm ²]	Verificato
Tensione ammissibile: σamm_Ts =			391.00	[N/mm ²]	
Verifica a compressione del puntone					
Classe cls		R _{ck} =	40.0	[N/mm ²]	
σc = Nc / (B T * B L) =			2.97	[N/mm ²]	
Tensione limite: fcd =			18.81	[N/mm ²]	Verificato
b) SLU (1A)					
Carico efficace sul palo: P =			5064.26	[kN]	
Compressione nel puntone: Nce = P / senθ =			7575.20	[kN]	
Tiro nella biella tesa: Te = Nce * cosθ =			5633.55	[kN]	
Tiro longitudinale: TLe = Te * cosζ =			3606.51	[kN]	
Tiro trasversale: TTe = Te * senζ =			4327.81	[kN]	
Verifica armatura biella tesa					
In direzione longitudinale: σae = TLe / AaL =			222.22	[N/mm ²]	Verificato
Tensione Ultima: fyd_Le =			391.00	[N/mm ²]	
In direzione trasversale: σae = TTe / AaT =			261.88	[N/mm ²]	Verificato
Tensione Ultima: fyd_Le =			391.00	[N/mm ²]	
Verifica a compressione del puntone					
σc = Nc / (B T * B L) =			3.93	[N/mm ²]	
Tensione Ultima calcestruzzo: fcd =			18.81	[N/mm ²]	Verificato
c) Condizioni di esercizio rara (2)					
Carico efficace sul palo: P =			3452.02	[kN]	
Compressione nel puntone: Nce = P / senθ =			5163.58	[kN]	
Tiro nella biella tesa: Te = Nce * cosθ =			3840.07	[kN]	
Tiro longitudinale: TLe = Te * cosζ =			2458.35	[kN]	
Tiro trasversale: TTe = Te * senζ =			2950.02	[kN]	
Verifica armatura biella tesa					
In direzione longitudinale: σae = TLe / AaL =			151.47	[N/mm ²]	Verificato
Tensione ammissibile: σamm_Le =			360.00	[N/mm ²]	
In direzione trasversale: σae = TTe / AaT =			178.51	[N/mm ²]	Verificato
Tensione ammissibile: σamm_Te =			360.00	[N/mm ²]	
Verifica a compressione del puntone					

$\sigma_c = N_c / (B \cdot T \cdot B \cdot L) =$	2.68	[N/mm ²]	Verificato
Tensione ammissibile: $\sigma_{c_amm} =$	19.92	[N/mm ²]	

d) Condizioni di fessurazione (frequente)

Carico efficace sul palo: P =	3106.64	[kN]	
Compressione nel puntone: Ncf = P / senθ =	4646.96	[kN]	
Tiro nella biella tesa: Tf = Ncf * cosθ =	3455.87	[kN]	
Tiro longitudinale: TLf = Tf * cosζ =	2212.39	[kN]	
Tiro trasversale: TTf = Tf * senζ =	2654.87	[kN]	
Verifica armatura biella tesa			
In direzione longitudinale: $\sigma_{af} = TLf / AaL =$	136.32	[N/mm ²]	Verificato
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Lf} =$ (come prescritto dal DM2008, verifica senza calcolo diretto)	200.00	[N/mm ²]	
In direzione trasversale: $\sigma_{af} = TTf / AaT =$	160.65	[N/mm ²]	Verificato
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Tf} =$ (come prescritto dal DM2008, verifica senza calcolo diretto)	200.00	[N/mm ²]	

e) Condizioni di fessurazione (quasi permanente)

Carico efficace sul palo: P =	2442.59	[kN]	
Compressione nel puntone: Ncf = P / senθ =	3653.66	[kN]	
Tiro nella biella tesa: Tf = Ncf * cosθ =	2717.17	[kN]	
Tiro longitudinale: TLf = Tf * cosζ =	1739.49	[kN]	
Tiro trasversale: TTf = Tf * senζ =	2087.39	[kN]	
Verifica armatura biella tesa			
In direzione longitudinale: $\sigma_{af} = TLf / AaL =$	107.18	[N/mm ²]	Verificato
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Lf} =$ (come prescritto dal DM2008, verifica senza calcolo diretto)	200.00	[N/mm ²]	
In direzione trasversale: $\sigma_{af} = TTf / AaT =$	126.31	[N/mm ²]	Verificato
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Tf} =$ (come prescritto dal DM2008, verifica senza calcolo diretto)	200.00	[N/mm ²]	

Verifica a compressione del puntone

$\sigma_c = N_c / (B \cdot T \cdot B \cdot L) =$	1.90	[N/mm ²]	Verificato
Tensione ammissibile: $\sigma_{c_amm} =$	14.94	[N/mm ²]	

Verifica plinto di fondazione con il "metodo delle bielle"

Palo più lontano dall'appoggio

Dati geometrici

Distanza trasversale baricentro G dell' area "AA" di competenza palo / palo:	Y =	2.900	[m]
Distanza longitudinale baricentro "G" dell' area "AA" di competenza palo / palo:	X =	1.250	[m]
Angolo tra la direzione longitudinale e quella della biella tesa:	$\zeta = \arctg (Y / X) =$	66.682	[°]
Distanza palo / baricentro G:	$L = X / \cos \zeta =$	3.158	[m]
Distanza longitudinale baricentro G / bordo area "AA":	W =	0.300	[m]
Distanza, lungo la direzione della biella tesa, baricentro G / bordo area "AA":	Z =	0.758	[m]
Diametro palo:	D =	2.00	[m]
Lato sezione quadrata equivalente:	$D' = D / 2 \cdot \sqrt{\pi} =$	1.77	[m]
Spessore plinto di fondazione:	H =	2.20	[m]
Copri ferro baricentro armatura tesa:	s =	13.5	[cm]
Altezza utile plinto:	h = H - s =	2.07	[m]
Braccio del tirante:	$h' = 0.85 \cdot h =$	1.76	[m]

PROGETTISTA PROF. ING. RAFFAELE POLUZZI		CODIFICA DOCUMENTO 12.60-PB-REL-PE1.7_RELAZIONE SPALLE_REV01		FOGLIO 90 DI 141	
Altezza utile plinto - braccio del tirante:	$s' = h - h' =$ $0.15 * h =$	0.31	[m]		
Angolo di inclinazione della direzione del puntone rispetto all'orizzontale:	$\theta = \arctg (h' / L) =$	29.07	[°]		
Area sezione biella compressa					
Base in direzione trasversale: $B T = \min [B T 1 ; B T 2]$		0.861	[m]		
con:					
$B T 1 = D' * \sin \theta =$		0.861	[m]		
$B T 2 = 2 * (Z + s' / \tan \theta) * \sin \theta =$		1.278	[m]		
Base in direzione longitudinale: $B L = D'$		1.772	[m]		
Armatura					
Larghezza di influenza in direzione trasversale: $i T =$		4.20	[m]		
Armatura in direzione longitudinale:	$A a L = (1 \phi 24 / 25) * i T + 8 \phi 24$ $+ (19 \phi 26) * \cos \zeta$	152.12	[cm ²]		
Larghezza di influenza in direzione longitudinale: $i L =$		2.85	[m]		
Armatura in direzione trasversale:	$A a T = (1 \phi 24 / 25) * i L$ $+ 8 \phi 24 + (19 \phi 26) * \sin \zeta$	180.40	[cm ²]		
a) Condizioni sismiche					
Carico efficace sul palo: $P =$		3237.83	[kN]		
Compressione nel puntone: $N c s = P / \sin \theta =$		6664.64	[kN]		
Tiro nella biella tesa: $T s = N c s * \cos \theta =$		5825.28	[kN]		
Tiro longitudinale: $T L s = T s * \cos \zeta =$		2305.82	[kN]		
Tiro trasversale: $T T s = T s * \sin \zeta =$		5349.50	[kN]		
Verifica armatura biella tesa					
In direzione longitudinale: $\sigma a s = T L s / A a L =$		151.58	[N/mm ²]		Verificato
Tensione ammissibile: $\sigma a m m _ L s =$		391.00	[N/mm ²]		Verificato
In direzione trasversale: $\sigma a s = T T s / A a T =$		296.53	[N/mm ²]		Verificato
Tensione ammissibile: $\sigma a m m _ T s =$		391.00	[N/mm ²]		Verificato
Verifica a compressione del puntone					
Classe cls	$R_{ck} =$	40.0	[N/mm ²]		
$\sigma c = N c / (B T * B L) =$		4.37	[N/mm ²]		
Tensione limite: $f c d =$		18.81	[N/mm ²]		Verificato
b) SLU (1A)					
Carico efficace sul palo: $P =$		3678.87	[kN]		
Compressione nel puntone: $N c e = P / \sin \theta =$		7572.47	[kN]		
Tiro nella biella tesa: $T e = N c e * \cos \theta =$		6618.77	[kN]		
Tiro longitudinale: $T L e = T e * \cos \zeta =$		2619.90	[kN]		
Tiro trasversale: $T T e = T e * \sin \zeta =$		6078.18	[kN]		
Verifica armatura biella tesa					
In direzione longitudinale: $\sigma a e = T L e / A a L =$		172.22	[N/mm ²]		Verificato
Tensione Ultima: $f y d _ L e =$		391.00	[N/mm ²]		Verificato
In direzione trasversale: $\sigma a e = T T e / A a T =$		336.93	[N/mm ²]		Verificato
Tensione Ultima: $f y d _ L e =$		391.00	[N/mm ²]		Verificato
Verifica a compressione del puntone					
$\sigma c = N c / (B T * B L) =$		4.96	[N/mm ²]		

PROGETTISTA PROF. ING. RAFFAELE POLUZZI	CODIFICA DOCUMENTO 12.60-PB-REL-PE1.7_RELAZIONE SPALLE_REV01	FOGLIO 91 DI 141
Tensione Ultima calcestruzzo: $f_{cd} =$	18.81	[N/mm ²] Verificato
c) Condizioni di esercizio rara (2)		
Carico efficace sul palo: $P =$	2244.89	[kN]
Compressione nel puntone: $N_{ce} = P / \sin\theta =$	4620.81	[kN]
Tiro nella biella tesa: $T_e = N_{ce} * \cos\theta =$	4038.85	[kN]
Tiro longitudinale: $T_{Le} = T_e * \cos\zeta =$	1598.70	[kN]
Tiro trasversale: $T_{Te} = T_e * \sin\zeta =$	3708.98	[kN]
Verifica armatura biella tesa		
In direzione longitudinale: $\sigma_{ae} = T_{Le} / A_{aL} =$	105.09	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Le} =$	360.00	[N/mm ²] Verificato
In direzione trasversale: $\sigma_{ae} = T_{Te} / A_{aT} =$	205.60	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Te} =$	360.00	[N/mm ²] Verificato
Verifica a compressione del puntone		
$\sigma_c = N_c / (B * T * L) =$	3.03	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{c_amm} =$	19.92	[N/mm ²] Verificato
d) Condizioni di fessurazione (frequente)		
Carico efficace sul palo: $P =$	2025.23	[kN]
Compressione nel puntone: $N_{cf} = P / \sin\theta =$	4168.67	[kN]
Tiro nella biella tesa: $T_f = N_{cf} * \cos\theta =$	3643.66	[kN]
Tiro longitudinale: $T_{Lf} = T_f * \cos\zeta =$	1442.27	[kN]
Tiro trasversale: $T_{Tf} = T_f * \sin\zeta =$	3346.06	[kN]
Verifica armatura biella tesa		
In direzione longitudinale: $\sigma_{af} = T_{Lf} / A_{aL} =$	94.81	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Lf} =$ (come prescritto dal DM2008, verifica senza calcolo diretto)	200.00	[N/mm ²] Verificato
In direzione trasversale: $\sigma_{af} = T_{Tf} / A_{aT} =$	185.48	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Tf} =$ (come prescritto dal DM2008, verifica senza calcolo diretto)	200.00	[N/mm ²] Verificato
e) Condizioni di fessurazione (quasi permanente)		
Carico efficace sul palo: $P =$	1520.18	[kN]
Compressione nel puntone: $N_{cf} = P / \sin\theta =$	3129.09	[kN]
Tiro nella biella tesa: $T_f = N_{cf} * \cos\theta =$	2735.00	[kN]
Tiro longitudinale: $T_{Lf} = T_f * \cos\zeta =$	1082.60	[kN]
Tiro trasversale: $T_{Tf} = T_f * \sin\zeta =$	2511.62	[kN]
Verifica armatura biella tesa		
In direzione longitudinale: $\sigma_{af} = T_{Lf} / A_{aL} =$	71.17	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Lf} =$ (come prescritto dal DM2008, verifica senza calcolo diretto)	200.00	[N/mm ²] Verificato
In direzione trasversale: $\sigma_{af} = T_{Tf} / A_{aT} =$	139.22	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm_Tf} =$ (come prescritto dal DM2008, verifica senza calcolo diretto)	200.00	[N/mm ²] Verificato
Verifica a compressione del puntone		
$\sigma_c = N_c / (B * T * L) =$	2.05	[N/mm ²]
Tensione ammissibile: $\sigma_{c_amm} =$	14.94	[N/mm ²] Verificato

9.2.4.3.1 VERIFICHE A FESSURAZIONE - BIELLE

Verifica Fessurazione Palo vicino – Longitudinale Frequente

Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R _{ck} =	40	N/mm ²	
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione				
Larghezza biella tesa (i _T)	b _{tesa} =	340.00	cm	
Area acciaio in biella tesa	A _s =	162.29569	cm ²	
Ricoprimento strato più esterno	c =	5.0	cm	
Ricoprimento strato più interno	c+S =	9.8	cm	
Diametro massimo barre	Φ =	2.6	cm	
Sezione non fessurata: formazione fessure				
Tiro nella biella in condizioni di esercizio T _{Lf} =	N _{es} =	2212.39	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	3.10	N/mm ²	
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.58	N/mm ²	
Altezza biella tesa (= altezza efficace)	d _{eff} =	29.3	cm	
Area ideale biella tesa	A _{btesa} =	12396.4	cm ²	
Tiro di formazione delle fessure	N _{ff} =	3201.32	kN	> N _{es}
Trazione nel cls prodotta da N _{es}	σ _{ct} =	1.78	N/mm ²	< sigma _t
Non si formano le fessure: Verifica soddisfatta				
Sezione fessurata: apertura fessure				
Tiro nella biella in condizioni di fessurazione	N =	2212.39	kN	
Tensione acciaio teso	σ _s =	136.32	N/mm ²	
Tiro di fessurazione	N _{sr} =	3841.582	kN	
Tensione acciaio di fessurazione	σ _{sr} =	236.70	N/mm ²	
Distanza media fra due fessure attigue				
Distanza barre	s =	12.5	cm	
Coefficiente k ₂	k ₂ =	0.4		
Tensioni nel cls teso	σ ₁ =	1.78	N/mm ²	
	σ ₂ =	1.78	N/mm ²	
Coefficiente k ₃	k ₃ =	0.250		
Larghezza efficace	b _{eff} =	12.5	cm	
Area efficace	A _{ceff} =	366.3	cm ²	
Area armature poste in A _{ceff}	A _{sef} =	4.52	cm ²	
Distanza media fra due fessure attigue	s _{rm} =	33.57	cm	
Deformazione unitaria media				
Coefficiente β ₁	β ₁ =	1.0		
Coefficiente β ₂	β ₂ =	0.5		
Deformazione unitaria media	ε _{sm} =	2.597E-04		
Ampiezza fessura				
	w _{amm} =	w2	0.3	mm
	w _k =	0.148	mm	< w _{amm}

Verifica Fessurazione Palo vicino – Trasversale Frequente

Caratteristiche dei materiali					
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15			
Classe cls	R _{ck} =	40	N/mm ²		
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²		
Caratteristiche geometriche della sezione					
Larghezza biella tesa (i _T)	b _{tesa} =	285.00	cm		
Area acciaio in biella tesa	A _s =	165.25904	cm ²		
Ricoprimento strato più esterno	c =	5.0	cm		
Ricoprimento strato più interno	c+S =	9.8	cm		
Diametro massimo barre	Φ =	2.6	cm		
Sezione non fessurata: formazione fessure					
Tiro nella biella in condizioni di esercizio T _{Lf} =	N _{es} =	2654.87	kN		
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	3.10	N/mm ²		
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.58	N/mm ²		
Altezza biella tesa (= altezza efficace)	d _{eff} =	29.3	cm		
Area ideale biella tesa	A _{btesa} =	10829.4	cm ²		
Tiro di formazione delle fessure	N _{ff} =	2796.64	kN	> N _{es}	
Trazione nel cls prodotta da N _{es}	σ _{ct} =	2.45	N/mm ²	< sigma _t	
Non si formano le fessure: Verifica soddisfatta					
Sezione fessurata: apertura fessure					
Tiro nella biella in condizioni di fessurazione	N =	2654.87	kN		
Tensione acciaio teso	σ _s =	160.65	N/mm ²		
Tiro di fessurazione	N _{sr} =	3355.963	kN		
Tensione acciaio di fessurazione	σ _{sr} =	203.07	N/mm ²		
Distanza media fra due fessure attigue					
Distanza barre	s =	12.5	cm		
Coefficiente k ₂	k ₂ =	0.4			
Tensioni nel cls teso	σ ₁ =	2.45	N/mm ²		
	σ ₂ =	2.45	N/mm ²		
Coefficiente k ₃	k ₃ =	0.250			
Larghezza efficace	b _{eff} =	12.5	cm		
Area efficace	A _{ceff} =	366.3	cm ²		
Area armature poste in A _{ceff}	A _{sef} =	4.52	cm ²		
Distanza media fra due fessure attigue	s _{rm} =	33.57	cm		
Deformazione unitaria media					
Coefficiente β ₁	β ₁ =	1.0			
Coefficiente β ₂	β ₂ =	0.5			
Deformazione unitaria media	ε _{sm} =	3.060E-04			
Ampiezza fessura					
	W _{amm} =	w2	0.3	mm	
		W _k =	0.175	mm	< w _{amm}

Verifica Fessurazione Palo vicino – Longitudinale quasi permanente

Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R _{ck} =	40	N/mm ²	
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione				
Larghezza biella tesa (i _T)	b _{tesa} =	340.00	cm	
Area acciaio in biella tesa	A _s =	162.29569	cm ²	
Ricoprimento strato più esterno	c =	5.0	cm	
Ricoprimento strato più interno	c+S =	9.8	cm	
Diametro massimo barre	Φ =	2.6	cm	
Sezione non fessurata: formazione fessure				
Tiro nella biella in condizioni di esercizio T _{Lf} =	N _{es} =	1739.49	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	3.10	N/mm ²	
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.58	N/mm ²	
Altezza biella tesa (= altezza efficace)	d _{eff} =	29.3	cm	
Area ideale biella tesa	A _{btesa} =	12396.4	cm ²	
Tiro di formazione delle fessure	N _{ff} =	3201.32	kN	> N _{es}
Trazione nel cls prodotta da N _{es}	σ _{ct} =	1.40	N/mm ²	< sigma _t
Non si formano le fessure: Verifica soddisfatta				
Sezione fessurata: apertura fessure				
Tiro nella biella in condizioni di fessurazione	N =	1739.49	kN	
Tensione acciaio teso	σ _s =	107.18	N/mm ²	
Tiro di fessurazione	N _{sr} =	3841.582	kN	
Tensione acciaio di fessurazione	σ _{sr} =	236.70	N/mm ²	
Distanza media fra due fessure attigue				
Distanza barre	s =	12.5	cm	
Coefficiente k ₂	k ₂ =	0.4		
Tensioni nel cls teso	σ ₁ =	1.40	N/mm ²	
	σ ₂ =	1.40	N/mm ²	
Coefficiente k ₃	k ₃ =	0.250		
Larghezza efficace	b _{eff} =	12.5	cm	
Area efficace	A _{ceff} =	366.3	cm ²	
Area armature poste in A _{ceff}	A _{seff} =	4.52	cm ²	
Distanza media fra due fessure attigue	s _{rm} =	33.57	cm	
Deformazione unitaria media				
Coefficiente β ₁	β ₁ =	1.0		
Coefficiente β ₂	β ₂ =	0.5		
Deformazione unitaria media	ε _{sm} =	2.042E-04		
Ampiezza fessura				
	W _{amm} =	w1	0.2	mm
		W _k =	0.116	mm
				< w _{amm}

Verifica Fessurazione Palo vicino – Trasversale quasi permanente

Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R _{ck} =	40	N/mm ²	
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione				
Larghezza biella tesa (i _T)	b _{tesa} =	285.00	cm	
Area acciaio in biella tesa	A _s =	165.25904	cm ²	
Ricoprimento strato più esterno	c =	5.0	cm	
Ricoprimento strato più interno	c+S =	9.8	cm	
Diametro massimo barre	Φ =	2.6	cm	
Sezione non fessurata: formazione fessure				
Tiro nella biella in condizioni di esercizio T _{Lf} =	N _{es} =	2087.39	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	3.10	N/mm ²	
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.58	N/mm ²	
Altezza biella tesa (= altezza efficace)	d _{eff} =	29.3	cm	
Area ideale biella tesa	A _{btesa} =	10829.4	cm ²	
Tiro di formazione delle fessure	N _{ff} =	2796.64	kN	> Nes
Trazione nel cls prodotta da Nes	σ _{ct} =	1.93	N/mm ²	< sigma_t
Non si formano le fessure: Verifica soddisfatta				
Sezione fessurata: apertura fessure				
Tiro nella biella in condizioni di fessurazione	N =	2087.39	kN	
Tensione acciaio teso	σ _s =	126.31	N/mm ²	
Tiro di fessurazione	N _{sr} =	3355.963	kN	
Tensione acciaio di fessurazione	σ _{sr} =	203.07	N/mm ²	
Distanza media fra due fessure attigue				
Distanza barre	s =	12.5	cm	
Coefficiente k ₂	k ₂ =	0.4		
Tensioni nel cls teso	σ ₁ =	1.93	N/mm ²	
	σ ₂ =	1.93	N/mm ²	
Coefficiente k ₃	k ₃ =	0.250		
Larghezza efficace	b _{eff} =	12.5	cm	
Area efficace	A _{ceff} =	366.3	cm ²	
Area armature poste in A _{ceff}	A _{sef} =	4.52	cm ²	
Distanza media fra due fessure attigue	s _{rm} =	33.57	cm	
Deformazione unitaria media				
Coefficiente β ₁	β ₁ =	1.0		
Coefficiente β ₂	β ₂ =	0.5		
Deformazione unitaria media	ε _{sm} =	2.406E-04		
Ampiezza fessura				
	W _{amm} =	w1	0.2	mm
		W _k =	0.137	mm < wamm

Verifica Fessurazione Palo lontano – Longitudinale Frequente

Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R _{ck} =	40	N/mm ²	
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione				
Larghezza biella tesa (i _T)	b _{tesa} =	420.00	cm	
Area acciaio in biella tesa	A _s =	152.12245	cm ²	
Ricoprimento strato più esterno	c =	5.0	cm	
Ricoprimento strato più interno	c+S =	9.8	cm	
Diametro massimo barre	Φ =	2.6	cm	
Sezione non fessurata: formazione fessure				
Tiro nella biella in condizioni di esercizio T _{Lf} =	N _{es} =	1442.27	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	3.10	N/mm ²	
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.58	N/mm ²	
Altezza biella tesa (= altezza efficace)	d _{eff} =	29.3	cm	
Area ideale biella tesa	A _{btesa} =	14587.8	cm ²	
Tiro di formazione delle fessure	N _{ff} =	3767.24	kN	> N _{es}
Trazione nel cls prodotta da N _{es}	σ _{ct} =	0.99	N/mm ²	< sigma _t
Non si formano le fessure: Verifica soddisfatta				
Sezione fessurata: apertura fessure				
Tiro nella biella in condizioni di fessurazione	N =	1442.27	kN	
Tensione acciaio teso	σ _s =	94.81	N/mm ²	
Tiro di fessurazione	N _{sr} =	4520.685	kN	
Tensione acciaio di fessurazione	σ _{sr} =	297.17	N/mm ²	
Distanza media fra due fessure attigue				
Distanza barre	s =	12.5	cm	
Coefficiente k ₂	k ₂ =	0.4		
Tensioni nel cls teso	σ ₁ =	0.99	N/mm ²	
	σ ₂ =	0.99	N/mm ²	
Coefficiente k ₃	k ₃ =	0.250		
Larghezza efficace	b _{eff} =	12.5	cm	
Area efficace	A _{ceff} =	366.3	cm ²	
Area armature poste in A _{ceff}	A _{sef} =	4.52	cm ²	
Distanza media fra due fessure attigue	s _{rm} =	33.57	cm	
Deformazione unitaria media				
Coefficiente β ₁	β ₁ =	1.0		
Coefficiente β ₂	β ₂ =	0.5		
Deformazione unitaria media	ε _{sm} =	1.806E-04		
Ampiezza fessura				
	W _{amm} =	w2	0.3	mm
		w _k =	0.103	mm
				< w _{amm}

Verifica Fessurazione Palo lontano – Trasversale Frequente

Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R _{ck} =	40	N/mm ²	
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione				
Larghezza biella tesa (i _T)	b _{tesa} =	285.00	cm	
Area acciaio in biella tesa	A _s =	180.40089	cm ²	
Ricoprimento strato più esterno	c =	5.0	cm	
Ricoprimento strato più interno	c+S =	9.8	cm	
Diametro massimo barre	Φ =	2.6	cm	
Sezione non fessurata: formazione fessure				
Tiro nella biella in condizioni di esercizio T _{Lf} =	N _{es} =	3346.06	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	3.10	N/mm ²	
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.58	N/mm ²	
Altezza biella tesa (= altezza efficace)	d _{eff} =	29.3	cm	
Area ideale biella tesa	A _{btesa} =	11056.5	cm ²	
Tiro di formazione delle fessure	N _{ff} =	2855.29	kN	
Trazione nel cls prodotta da Nes	σ _{ct} =	3.03	N/mm ²	
Sezione fessurata: apertura fessure				
Tiro nella biella in condizioni di fessurazione	N =	3346.06	kN	
Tensione acciaio teso	σ _s =	185.48	N/mm ²	
Tiro di fessurazione	N _{sr} =	3426.348	kN	
Tensione acciaio di fessurazione	σ _{sr} =	189.93	N/mm ²	
Distanza media fra due fessure attigue				
Distanza barre	s =	12.5	cm	
Coefficiente k ₂	k ₂ =	0.4		
Tensioni nel cls teso	σ ₁ =	3.03	N/mm ²	
	σ ₂ =	3.03	N/mm ²	
Coefficiente k ₃	k ₃ =	0.250		
Larghezza efficace	b _{eff} =	12.5	cm	
Area efficace	A _{ceff} =	366.3	cm ²	
Area armature poste in A _{ceff}	A _{sef} =	4.52	cm ²	
Distanza media fra due fessure attigue	s _{rm} =	33.57	cm	
Deformazione unitaria media				
Coefficiente β ₁	β ₁ =	1.0		
Coefficiente β ₂	β ₂ =	0.5		
Deformazione unitaria media	ε _{sm} =	4.202E-04		
Ampiezza fessura				
	W _{amm} =	w2	0.3	mm
		W _k =	0.240	mm < w _{amm}

Verifica Fessurazione Palo lontano – Longitudinale quasi permanente

Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R _{ck} =	40	N/mm ²	
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione				
Larghezza biella tesa (i _T)	b _{tesa} =	420.00	cm	
Area acciaio in biella tesa	A _s =	152.12245	cm ²	
Ricoprimento strato più esterno	c =	5.0	cm	
Ricoprimento strato più interno	c+S =	9.8	cm	
Diametro massimo barre	Φ =	2.6	cm	
Sezione non fessurata: formazione fessure				
Tiro nella biella in condizioni di esercizio T _{Lf} =	N _{es} =	1082.60	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	3.10	N/mm ²	
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.58	N/mm ²	
Altezza biella tesa (= altezza efficace)	d _{eff} =	29.3	cm	
Area ideale biella tesa	A _{btesa} =	14587.8	cm ²	
Tiro di formazione delle fessure	N _{ff} =	3767.24	kN	> N _{es}
Trazione nel cls prodotta da N _{es}	σ _{ct} =	0.74	N/mm ²	< sigma _t
Non si formano le fessure: Verifica soddisfatta				
Sezione fessurata: apertura fessure				
Tiro nella biella in condizioni di fessurazione	N =	1082.60	kN	
Tensione acciaio teso	σ _s =	71.17	N/mm ²	
Tiro di fessurazione	N _{sr} =	4520.685	kN	
Tensione acciaio di fessurazione	σ _{sr} =	297.17	N/mm ²	
Distanza media fra due fessure attigue				
Distanza barre	s =	12.5	cm	
Coefficiente k ₂	k ₂ =	0.4		
Tensioni nel cls teso	σ ₁ =	0.74	N/mm ²	
	σ ₂ =	0.74	N/mm ²	
Coefficiente k ₃	k ₃ =	0.250		
Larghezza efficace	b _{eff} =	12.5	cm	
Area efficace	A _{ceff} =	366.3	cm ²	
Area armature poste in A _{ceff}	A _{sef} =	4.52	cm ²	
Distanza media fra due fessure attigue	s _{rm} =	33.57	cm	
Deformazione unitaria media				
Coefficiente β ₁	β ₁ =	1.0		
Coefficiente β ₂	β ₂ =	0.5		
Deformazione unitaria media	ε _{sm} =	1.356E-04		
Ampiezza fessura				
	w _{amm} =	w1	0.2	mm
		w _k =	0.077	mm < w _{amm}

Verifica Fessurazione Palo lontano – Trasversale quasi permanente

Caratteristiche dei materiali					
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15			
Classe cls	R _{ck} =	40	N/mm ²		
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²		
Caratteristiche geometriche della sezione					
Larghezza biella tesa (i _T)	b _{tesa} =	285.00	cm		
Area acciaio in biella tesa	A _s =	180.40089	cm ²		
Ricoprimento strato più esterno	c =	5.0	cm		
Ricoprimento strato più interno	c+S =	9.8	cm		
Diametro massimo barre	Φ =	2.6	cm		
Sezione non fessurata: formazione fessure					
Tiro nella biella in condizioni di esercizio T _{Lf} =	N _{es} =	2511.62	kN		
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	3.10	N/mm ²		
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.58	N/mm ²		
Altezza biella tesa (= altezza efficace)	d _{eff} =	29.3	cm		
Area ideale biella tesa	A _{btesa} =	11056.5	cm ²		
Tiro di formazione delle fessure	N _{ff} =	2855.29	kN	> N _{es}	
Trazione nel cls prodotta da N _{es}	σ _{ct} =	2.27	N/mm ²	< sigma _t	
Non si formano le fessure: Verifica soddisfatta					
Sezione fessurata: apertura fessure					
Tiro nella biella in condizioni di fessurazione	N =	2511.62	kN		
Tensione acciaio teso	σ _s =	139.22	N/mm ²		
Tiro di fessurazione	N _{sr} =	3426.348	kN		
Tensione acciaio di fessurazione	σ _{sr} =	189.93	N/mm ²		
Distanza media fra due fessure attigue					
Distanza barre	s =	12.5	cm		
Coefficiente k ₂	k ₂ =	0.4			
Tensioni nel cls teso	σ ₁ =	2.27	N/mm ²		
	σ ₂ =	2.27	N/mm ²		
Coefficiente k ₃	k ₃ =	0.250			
Larghezza efficace	b _{eff} =	12.5	cm		
Area efficace	A _{ceff} =	366.3	cm ²		
Area armature poste in A _{ceff}	A _{sef} =	4.52	cm ²		
Distanza media fra due fessure attigue	s _{rm} =	33.57	cm		
Deformazione unitaria media					
Coefficiente β ₁	β ₁ =	1.0			
Coefficiente β ₂	β ₂ =	0.5			
Deformazione unitaria media	ε _{sm} =	2.652E-04			
Ampiezza fessura					
W _{amm} =	w ₁	0.2	mm		
	w _k	0.151	mm	< w _{amm}	

9.2.4.4 COMPORTAMENTO FLESSIONALE (ZONA CENTRALE)

9.2.4.4.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE (SLU-SLV)

Direzione X parallela all'asse stradale (risolto) (Asse 11) - TIPICA

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-42720.35	-0.0035 (sez)	1327.66	0.01 (arm)
Mx	-1411.76	0.01 (arm)	1408.91	0.01 (arm)
My	-655.27	0.01 (arm)	588.30	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaTipo-SLU M1max - Elem.160 - Comb: SLU PESANTE (Q)	30.00	0.0	0.0	173.80	0.00
2	PlateaTipo-SLU M1min - Elem.240 - Comb: SLU PESANTE (V)	123.20	0.0	0.0	-572.60	0.00
3	PlateaTipo-SLU F1max Traz. - Elem.317 - Comb: SLU PESANTE (V)	193.20	0.0	0.0	-46.00	0.00
4	PlateaTipo-SLU F1max Comp. - Elem.220 - Comb: SLU LEGGERA (V)	-323.70	0.0	0.0	-193.10	0.00
5	PlateaTipo-SLV M1max - Elem.210 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	38.00	0.0	0.0	232.30	0.00
6	PlateaTipo-SLV M1min - Elem.240 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	91.40	0.0	0.0	-668.90	0.00
7	PlateaTipo-SLV F1max Traz. - Elem.140 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	380.30	0.0	0.0	48.70	0.00
8	PlateaTipo-SLV F1max Comp. - Elem.220 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	-423.00	0.0	0.0	-190.80	0.00

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	PlateaTipo-SLU M1max - Elem.160 - Comb: SLU PESANTE (Q)	6.9216	armatura
2	PlateaTipo-SLU M1min - Elem.240 - Comb: SLU PESANTE (V)	2.0278	armatura
3	PlateaTipo-SLU F1max Traz. - Elem.317 - Comb: SLU PESANTE (V)	5.9205	armatura
4	PlateaTipo-SLU F1max Comp. - Elem.220 - Comb: SLU LEGGERA (V)	63.9228	sezione
5	PlateaTipo-SLV M1max - Elem.210 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	5.2184	armatura
6	PlateaTipo-SLV M1min - Elem.240 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	1.8549	armatura
7	PlateaTipo-SLV F1max Traz. - Elem.140 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	3.3011	armatura
8	PlateaTipo-SLV F1max Comp. - Elem.220 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	59.9459	sezione

Direzione X parallela all'asse stradale (risolto) (Asse 11) - INTEGRATIVA

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-43643.87	-0.0035 (sez)	2262.10	0.01 (arm)
Mx	-2473.12	0.01 (arm)	2470.16	0.01 (arm)
My	-1178.02	0.01 (arm)	991.58	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaIntegr-SLU M1max - Elem.494 - Comb: SLU PESANTE (Q)	29.20	0.0	0.0	220.50	0.00
2	PlateaIntegr-SLU M1min - Elem.527 - Comb: SLU PESANTE (Q)	135.70	0.0	0.0	-804.80	0.00
3	PlateaIntegr-SLU F1max Traz. - Elem.480 - Comb: SLU PESANTE (V)	748.40	0.0	0.0	-462.50	0.00
4	PlateaIntegr-SLU F1max Comp. - Elem.526 - Comb: SLU PESANTE (V)	-992.70	0.0	0.0	-752.10	0.00
5	PlateaIntegr-SLV M1max - Elem.628 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	-422.20	0.0	0.0	369.00	0.00
6	PlateaIntegr-SLV M1min - Elem.528 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	988.50	0.0	0.0	-783.30	0.00
7	PlateaIntegr-SLV F1max Traz. - Elem.622 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	1655.30	0.0	0.0	-84.90	0.00
8	PlateaIntegr-SLV F1max Comp. - Elem.526 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	-1325.90	0.0	0.0	-719.30	0.00
9	Combinazione 1	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	PlateaIntegr-SLU M1max - Elem.494 - Comb: SLU PESANTE (Q)	9.9017	armatura
2	PlateaIntegr-SLU M1min - Elem.527 - Comb: SLU PESANTE (Q)	2.6294	armatura
3	PlateaIntegr-SLU F1max Traz. - Elem.480 - Comb: SLU PESANTE (V)	2.0479	armatura

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
4	PlateaIntegr-SLU F1max Comp. - Elem.526 - Comb: SLU PESANTE (V)	17.7323	sezione
5	PlateaIntegr-SLV M1max - Elem.628 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	34.2989	sezione
6	PlateaIntegr-SLV M1min - Elem.528 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	1.3999	armatura
7	PlateaIntegr-SLV F1max Traz. - Elem.622 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	1.3637	armatura
8	PlateaIntegr-SLV F1max Comp. - Elem.526 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	17.7749	sezione
9	Combinazione 1	-	armatura

Direzione Y parallela al fusto (Asse 22) - TIPICA

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-42767.08	-0.0035 (sez)	1416.18	0.01 (arm)
Mx	-2824.77	0.01 (arm)	1407.75	0.01 (arm)
My	-905.13	0.01 (arm)	933.10	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaTipo-SLU M2max - Elem.250 - Comb: SLU LEGGERA (V)	381.40	0.0	0.0	258.40	0.00
2	PlateaTipo-SLU M2min - Elem.240 - Comb: SLU PESANTE (Q)	61.30	0.0	0.0	-1149.50	0.00
3	PlateaTipo-SLU F2max Traz. - Elem.170 - Comb: SLU LEGGERA (V)	555.00	0.0	0.0	-426.00	0.00
4	PlateaTipo-SLU F2max Comp. - Elem.109 - Comb: SLU LEGGERA (V)	-446.10	0.0	0.0	-132.90	0.00
5	PlateaTipo-SLV M2max - Elem.250 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	261.40	0.0	0.0	394.10	0.00
6	PlateaTipo-SLV M2min - Elem.119 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	199.60	0.0	0.0	-1118.10	0.00
7	PlateaTipo-SLV F2max Traz. - Elem.174 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	365.40	0.0	0.0	-214.90	0.00
8	PlateaTipo-SLV F2max Comp. - Elem.113 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	-389.40	0.0	0.0	-223.40	0.00

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	PlateaTipo-SLU M2max - Elem.250 - Comb: SLU LEGGERA (V)	2.2112	armatura
2	PlateaTipo-SLU M2min - Elem.240 - Comb: SLU PESANTE (Q)	2.3316	armatura
3	PlateaTipo-SLU F2max Traz. - Elem.170 - Comb: SLU LEGGERA (V)	2.8879	armatura
4	PlateaTipo-SLU F2max Comp. - Elem.109 - Comb: SLU LEGGERA (V)	68.6644	sezione
5	PlateaTipo-SLV M2max - Elem.250 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	2.1556	armatura
6	PlateaTipo-SLV M2min - Elem.119 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	2.1440	armatura
7	PlateaTipo-SLV F2max Traz. - Elem.174 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	4.8808	armatura
8	PlateaTipo-SLV F2max Comp. - Elem.113 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	56.4916	sezione

Direzione Y parallela al fusto (Asse 22) - INTEGRATIVA

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-44278.59	-0.0035 (sez)	2928.82	0.01 (arm)
Mx	-2842.18	0.01 (arm)	5965.29	0.01 (arm)
My	-1791.17	0.01 (arm)	1687.93	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaIntegr-SLU M2max - Elem.533 - Comb: SLU LEGGERA (V)	361.90	0.0	0.0	318.40	0.00
2	PlateaIntegr-SLU M2min - Elem.528 - Comb: SLU PESANTE (Q)	33.20	0.0	0.0	-1913.10	0.00
3	PlateaIntegr-SLU F2max Traz. - Elem.527 - Comb: SLU PESANTE (Q)	1082.80	0.0	0.0	-1736.80	0.00
4	PlateaIntegr-SLU F2max Comp. - Elem.526 - Comb: SLU PESANTE (V)	-565.30	0.0	0.0	-1687.40	0.00
5	PlateaIntegr-SLV M2max - Elem.628 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	543.30	0.0	0.0	619.70	0.00
6	PlateaIntegr-SLV M2min - Elem.528 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	-15.60	0.0	0.0	-1679.60	0.00
7	PlateaIntegr-SLV F2max Traz. - Elem.527 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	1194.00	0.0	0.0	-1532.60	0.00
8	PlateaIntegr-SLV F2max Comp. - Elem.488 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	-1116.40	0.0	0.0	-1252.60	0.00

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	PlateaIntegr-SLU M2max - Elem.533 - Comb: SLU LEGGERA (V)	8.8014	armatura

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
2	PlateaIntegr-SLU M2min - Elem.528 - Comb: SLU PESANTE (Q)	1.4615	armatura
3	PlateaIntegr-SLU F2max Traz. - Elem.527 - Comb: SLU PESANTE (Q)	1.0191	armatura
4	PlateaIntegr-SLU F2max Comp. - Elem.526 - Comb: SLU PESANTE (V)	2.4994	armatura
5	PlateaIntegr-SLV M2max - Elem.628 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	5.1461	armatura
6	PlateaIntegr-SLV M2min - Elem.528 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	1.7082	armatura
7	PlateaIntegr-SLV F2max Traz. - Elem.527 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	1.0554	armatura
8	PlateaIntegr-SLV F2max Comp. - Elem.488 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	9.5494	sezione

9.2.4.4.2 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE – DIREZIONE X TIPICA

Sollecitazioni di progetto – rara [kN, m]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateTipo-RARA M1max - Elem.160 - Comb: SLE RARA (Q)	22.30	0.0	0.0	128.00	0.00
2	PlateTipo-RARA M1min - Elem.240 - Comb: SLE RARA (Q)	93.20	0.0	0.0	-421.80	0.00
3	PlateTipo-RARA F1max Traz. - Elem.317 - Comb: SLE RARA (V)	139.90	0.0	0.0	-33.50	0.00
4	PlateTipo-RARA F1max Comp. - Elem.220 - Comb: SLE RARA (V)	-222.30	0.0	0.0	-201.10	0.00

Sollecitazioni di progetto – frequente [kN, m]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaTipo-FREQ M1max - Elem.159 - Comb: SLE FREQ. (V)	-32.70	0.0	0.0	121.90	0.00
2	PlateaTipo-FREQ M1min - Elem.240 - Comb: SLE FREQ. (V)	70.80	0.0	0.0	-314.90	0.00
3	PlateaTipo-FREQ F1max Traz. - Elem.316 - Comb: SLE FREQ. (Q)	128.90	0.0	0.0	-180.40	0.00
4	PlateaTipo-FREQ F1max Comp. - Elem.220 - Comb: SLE FREQ. (V)	-244.40	0.0	0.0	-184.80	0.00

Sollecitazioni di progetto – q.permanente [kN, m]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaTipo-QP M1max - Elem.160 - Comb: SLE QP	13.70	0.0	0.0	94.10	0.00
2	PlateaTipo-QP M1min - Elem.150 - Comb: SLE QP	81.50	0.0	0.0	-327.20	0.00
3	PlateaTipo-QP F1max Traz. - Elem.316 - Comb: SLE QP	115.60	0.0	0.0	-154.20	0.00
4	PlateaTipo-QP F1max Comp. - Elem.130 - Comb: SLE QP	-163.90	0.0	0.0	-174.30	0.00

Verifiche alle tensioni – rara [N, mm]:

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	PlateTipo-RARA M1max - Elem.160 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.41	2.94	41.70	-3.75
2	PlateTipo-RARA M1min - Elem.240 - Comb: SLE RARA (Q)	-1.33	10.07	142.88	-11.95
3	PlateTipo-RARA F1max Traz. - Elem.317 - Comb: SLE RARA (V)	1.51	3.69	52.55	24.76
4	PlateTipo-RARA F1max Comp. - Elem.220 - Comb: SLE RARA (V)	-0.47	0.59	8.10	-6.26

Verifiche alle tensioni – q.permanente[N, mm]:

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	PlateaTipo-QP M1max - Elem.160 - Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
2	PlateaTipo-QP M1min - Elem.150 - Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
3	PlateaTipo-QP F1max Traz. - Elem.316 - Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
4	PlateaTipo-QP F1max Comp. - Elem.130 - Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente [N, mm]:

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove:

$$S_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	∅ _{eq}	ε _d · 10 ³	K ₂	S _{r,max}	W _k	
1	1809.6	260363.8	0.0070	25.18	88.0	24.0	0.076	0.50	886.4	0.0669	(<0.3)
2	1809.6	260998.4	0.0069	105.97	88.1	24.0	0.318	0.50	888.1	0.2823	(<0.3)
3	1809.6	261965.1	0.0069	85.11	88.4	24.0	0.255	0.50	891.2	0.2276	(<0.3)
4	1809.6	259552.5	0.0070	4.21	88.0	24.0	0.013	0.50	884.4	0.0112	(<0.3)

Combinazioni quasi permanenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	∅ _{eq}	ε _d · 10 ³	K ₂	S _{r,max}	W _k	
1	1809.6	260879.4	0.0069	29.65	88.1	24.0	0.089	0.50	887.7	0.0790	(<0.2)
2	1809.6	261036.8	0.0069	112.26	88.1	24.0	0.337	0.50	888.2	0.1991	(<0.2)
3	1809.6	262056.2	0.0069	74.27	88.5	24.0	0.223	0.50	891.6	0.1987	(<0.2)
4	1809.6	259708.9	0.0070	10.75	88.0	24.0	0.032	0.50	884.8	0.0285	(<0.2)

9.2.4.4.1 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE – DIREZIONE X INTEGRATIVA

Sollecitazioni di progetto – rara [kN, m]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaIntegr-RARA M1max - Elem.494 - Comb: SLE RARA (Q)	21.30	0.0	0.0	162.80	0.00
2	PlateaIntegr-RARA M1min - Elem.527 - Comb: SLE RARA (Q)	98.40	0.0	0.0	-595.80	0.00
3	PlateaIntegr-RARA F1max Traz. - Elem.480 - Comb: SLE RARA (V)	545.70	0.0	0.0	-338.00	0.00
4	PlateaIntegr-RARA F1max Comp. - Elem.526 - Comb: SLE RARA (V)	-726.90	0.0	0.0	-554.50	0.00

Sollecitazioni di progetto – frequente[kN, m]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaIntegr-FREQ M1max - Elem.494 - Comb: SLE FREQ. (V)	26.40	0.0	0.0	157.20	0.00
2	PlateaIntegr-FREQ M1min - Elem.527 - Comb: SLE FREQ. (V)	109.80	0.0	0.0	-567.70	0.00
3	PlateaIntegr-FREQ F1max Traz. - Elem.480 - Comb: SLE FREQ. (V)	569.10	0.0	0.0	-332.50	0.00
4	PlateaIntegr-FREQ F1max Comp. - Elem.526 - Comb: SLE FREQ. (V)	-723.10	0.0	0.0	-540.70	0.00

Sollecitazioni di progetto – q.permanente [kN, m]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaIntegr-QP M1max - Elem.523 - Comb: SLE QP	3.10	0.0	0.0	118.10	0.00
2	PlateaIntegr-QP M1min - Elem.527 - Comb: SLE QP	95.50	0.0	0.0	-485.80	0.00
3	PlateaIntegr-QP F1max Traz. - Elem.480 - Comb: SLE QP	418.80	0.0	0.0	-268.40	0.00
4	PlateaIntegr-QP F1max Comp. - Elem.491 - Comb: SLE QP	-538.80	0.0	0.0	-454.80	0.00

Verifiche alle tensioni – rara [N, mm]:

comb	Descrizione	σ _{c,max}	σ _{c,min}	σ _{s,max}	σ _{s,min}
1	PlateaIntegr-RARA M1max - Elem.494 - Comb: SLE RARA (Q)	-0.40	2.10	29.66	-4.26
2	PlateaIntegr-RARA M1min - Elem.527 - Comb: SLE RARA (Q)	-1.47	7.91	111.77	-15.35
3	PlateaIntegr-RARA F1max Traz. - Elem.480 - Comb: SLE RARA (V)	0.31	11.41	158.47	14.90
4	PlateaIntegr-RARA F1max Comp. - Elem.526 - Comb: SLE RARA (V)	-1.10	0.76	10.17	-15.19

Verifiche alle tensioni – q.permanente[N, mm]:

comb	Descrizione	σ _{c,max}	σ _{c,min}	σ _{s,max}	σ _{s,min}
1	PlateaIntegr-QP M1max - Elem.523 - Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
2	PlateaIntegr-QP M1min - Elem.527 - Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
3	PlateaIntegr-QP F1max Traz. - Elem.480 - Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
4	PlateaIntegr-QP F1max Comp. - Elem.491 - Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente [N, mm]:

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	3166.7	265493.2	0.0119	29.04	88.3	24.0	0.087	0.50	642.4	0.0560	(<0.3)
2	3166.7	265656.2	0.0119	107.08	88.4	24.0	0.321	0.50	642.7	0.2065	(<0.3)
3	3166.7	265656.2	0.0119	143.62	88.4	24.0	0.431	0.58	694.2	0.2991	(<0.3)
4	3166.7	259944.5	0.0122	9.32	88.0	24.0	0.028	0.50	634.1	0.0177	(<0.3)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	3166.7	264633.6	0.0120	19.30	88.2	24.0	0.058	0.50	641.0	0.0371	(<0.2)
2	3166.7	265676.7	0.0119	91.87	88.4	24.0	0.276	0.50	642.7	0.1771	(<0.2)
3	3166.7	265676.7	0.0119	109.42	88.4	24.0	0.328	0.55	679.8	0.1232	(<0.2)
4	3166.7	259658.5	0.0122	11.04	88.0	24.0	0.033	0.50	633.7	0.0210	(<0.2)

9.2.4.4.2 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE – DIREZIONE Y TIPICA

Sollecitazioni di progetto – rara [kN, m]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaTipo-RARA M2max - Elem.250 - Comb: SLE RARA (V)	127.80	0.0	0.0	-161.20	0.00
2	PlateaTipo-RARA M2min - Elem.240 - Comb: SLE RARA (Q)	44.70	0.0	0.0	-1212.20	0.00
3	PlateaTipo-RARA F2max Traz. - Elem.170 - Comb: SLE RARA (Q)	309.00	0.0	0.0	-1116.30	0.00
4	PlateaTipo-RARA F2max Comp. - Elem.113 - Comb: SLE RARA (V)	-210.20	0.0	0.0	-626.40	0.00

Sollecitazioni di progetto – frequente[kN, m]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaTipo-FREQ M2max - Elem.250 - Comb: SLE FREQ. (V)	299.00	0.0	0.0	128.10	0.00
2	PlateaTipo-FREQ M2min - Elem.150 - Comb: SLE FREQ. (Q)	59.20	0.0	0.0	-1091.10	0.00
3	PlateaTipo-FREQ F2max Traz. - Elem.317 - Comb: SLE FREQ. (V)	451.00	0.0	0.0	-627.40	0.00
4	PlateaTipo-FREQ F2max Comp. - Elem.195 - Comb: SLE FREQ. (V)	-352.70	0.0	0.0	-126.10	0.00

Sollecitazioni di progetto – q.permanente [kN, m]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaTipo-QP M2max - Elem.250 - Comb: SLE QP	154.90	0.0	0.0	-64.60	0.00
2	PlateaTipo-QP M2min - Elem.150 - Comb: SLE QP	68.00	0.0	0.0	-786.70	0.00
3	PlateaTipo-QP F2max Traz. - Elem.317 - Comb: SLE QP	290.20	0.0	0.0	-749.00	0.00
4	PlateaTipo-QP F2max Comp. - Elem.113 - Comb: SLE QP	-209.20	0.0	0.0	-368.70	0.00

Verifiche alle tensioni – rara [N, mm]:

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
------	-------------	------------------	------------------	------------------	------------------

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	PlateaTipo-RARA M2max - Elem.250 - Comb: SLE RARA (V)	-0.29	2.90	41.10	-1.90
2	PlateaTipo-RARA M2min - Elem.240 - Comb: SLE RARA (Q)	-2.94	12.65	178.83	-32.75
3	PlateaTipo-RARA F2max Traz. - Elem.170 - Comb: SLE RARA (Q)	-2.59	14.19	200.88	-26.57
4	PlateaTipo-RARA F2max Comp. - Elem.113 - Comb: SLE RARA (V)	-1.53	4.47	62.91	-18.63

Verifiche alle tensioni – q.permanente[N, mm]:

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	PlateaTipo-QP M2max - Elem.250 - Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
2	PlateaTipo-QP M2min - Elem.150 - Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
3	PlateaTipo-QP F2max Traz. - Elem.317 - Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
4	PlateaTipo-QP F2max Comp. - Elem.113 - Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente [N, mm]:

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	3619.1	263346.4	0.0137	23.50	88.1	24.0	0.071	0.57	638.4	0.0450	(<0.3)
2	3619.1	264823.5	0.0137	160.89	88.2	24.0	0.483	0.50	598.5	0.2889	(<0.3)
3	3619.1	266198.3	0.0136	148.58	88.8	24.0	0.446	0.50	602.1	0.2684	(<0.3)
4	3619.1	266198.3	0.0136	-0.33	88.8	24.0	-0.001	0.50	602.1	-0.0006	(<0.3)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	3619.1	266198.3	0.0136	30.37	88.8	24.0	0.091	0.88	829.7	0.0756	(<0.2)
2	3619.1	264966.0	0.0137	119.28	88.2	24.0	0.358	0.50	598.7	0.1942	(<0.2)
3	3619.1	266570.7	0.0136	143.40	88.4	24.0	0.430	0.50	601.0	0.1986	(<0.2)
4	3619.1	262614.8	0.0138	26.99	88.1	24.0	0.081	0.50	595.5	0.0482	(<0.2)

9.2.4.4.1 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE – DIREZIONE Y INTEGRATIVA

Sollecitazioni di progetto – rara [kN, m]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaIntegr-RARA M2max - Elem.533 - Comb: SLE RARA (V)	121.90	0.0	0.0	-79.90	0.00
2	PlateaIntegr-RARA M2min - Elem.528 - Comb: SLE RARA (Q)	23.60	0.0	0.0	-1411.10	0.00
3	PlateaIntegr-RARA F2max Traz. - Elem.527 - Comb: SLE RARA (Q)	797.70	0.0	0.0	-1280.90	0.00
4	PlateaIntegr-RARA F2max Comp. - Elem.526 - Comb: SLE RARA (V)	-413.20	0.0	0.0	-1242.50	0.00

Sollecitazioni di progetto – frequente[kN, m]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaIntegr-FREQ M2max - Elem.533 - Comb: SLE FREQ. (V)	281.60	0.0	0.0	185.70	0.00
2	PlateaIntegr-FREQ M2min - Elem.493 - Comb: SLE FREQ. (Q)	40.10	0.0	0.0	-1013.20	0.00
3	PlateaIntegr-FREQ F2max Traz. - Elem.527 - Comb: SLE FREQ. (V)	161.90	0.0	0.0	-754.60	0.00
4	PlateaIntegr-FREQ F2max Comp. - Elem.526 - Comb: SLE FREQ. (V)	-363.10	0.0	0.0	-785.00	0.00

Sollecitazioni di progetto – q.permanente [kN, m]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaIntegr-QP M2max - Elem.533 - Comb: SLE QP	143.50	0.0	0.0	-5.40	0.00
2	PlateaIntegr-QP M2min - Elem.493 - Comb: SLE QP	53.60	0.0	0.0	-932.70	0.00
3	PlateaIntegr-QP F2max Traz. - Elem.490 - Comb: SLE QP	126.20	0.0	0.0	-833.80	0.00
4	PlateaIntegr-QP F2max Comp. - Elem.491 - Comb: SLE QP	-292.60	0.0	0.0	-870.90	0.00

Verifiche alle tensioni – rara [N, mm]:

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	PlateaIntegr-RARA M2max - Elem.533 - Comb: SLE RARA (V)	-0.03	2.01	28.79	1.02
2	PlateaIntegr-RARA M2min - Elem.528 - Comb: SLE RARA (Q)	-2.94	14.30	202.74	-32.37
3	PlateaIntegr-RARA F2max Traz. - Elem.527 - Comb: SLE RARA (Q)	-2.26	20.41	290.71	-18.44
4	PlateaIntegr-RARA F2max Comp. - Elem.526 - Comb: SLE RARA (V)	-2.62	8.70	122.76	-31.56

Verifiche alle tensioni – q.permanente[N, mm]:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	PlateaIntegr-QP M2max - Elem.533 - Comb: SLE QP	143.50	0.0	0.0	-5.40	0.00
2	PlateaIntegr-QP M2min - Elem.493 - Comb: SLE QP	53.60	0.0	0.0	-746.10	0.00
3	PlateaIntegr-QP F2max Traz. - Elem.490 - Comb: SLE QP	126.20	0.0	0.0	-667.00	0.00
4	PlateaIntegr-QP F2max Comp. - Elem.491 - Comb: SLE QP	-292.60	0.0	0.0	-870.90	0.00

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente [N, mm]:

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k
1	3619.1	261346.7	0.0138	11.54	88.0	24.0	0.035	0.66	690.3	0.0239 (<0.3)
2	3619.1	262419.5	0.0138	147.23	88.1	24.0	0.442	0.50	595.3	0.2629 (<0.3)
3	3619.1	262983.3	0.0138	127.07	88.1	24.0	0.381	0.50	596.0	0.2272 (<0.3)
4	3619.1	260998.1	0.0139	64.92	88.0	24.0	0.195	0.50	593.5	0.1156 (<0.3)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k
1	3619.1	250988.5	0.0144	20.00	78.0	24.0	0.060	0.70	659.8	0.0396 (<0.2)
2	3619.1	252522.6	0.0143	110.92	78.1	24.0	0.333	0.50	550.1	0.1830 (<0.2)
3	3619.1	252906.8	0.0143	109.45	78.1	24.0	0.328	0.50	550.6	0.1808 (<0.2)
4	3619.1	251329.3	0.0144	84.59	78.0	24.0	0.254	0.50	548.6	0.1392 (<0.2)

9.2.4.5 Verifica a taglio della platea

Per la verifica a taglio la platea è stata suddivisa in due parti: la zona a comportamento a biella, per la quale non si effettua la verifica, e la zona centrale, per la quale necessita una minima armatura a taglio come di seguito riportato.

TAGLIO PlateaTipo-SLU		
	T (kN/m)	Combinazione
V13max	443.08	Elem.239 -Comb: SLU PESANTE (V)
V23max	-700.91	Elem.150 -Comb: SLU PESANTE (Q)

TAGLIO PlateaTipo-SLV		
	T (kN/m)	Combinazione
V13max	545.19	Elem.239 -Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X
V23max	-475.17	Elem.150 -Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y

TAGLIO PlateaIntegr-SLU		
	T (kN/m)	Combinazione
V13max	1020.28	Elem.527 -Comb: SLU PESANTE (Q)
V23max	-1021.41	Elem.493 -Comb: SLU PESANTE (Q)

TAGLIO PlateaIntegr-SLV		
	T (kN/m)	Combinazione
V13max	1190.01	Elem.527 -Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X
V23max	-710.52	Elem.493 -Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y

La parte centrale della platea necessita di una specifica armatura a taglio (spilli ϕ 16/50x50). Per essa il taglio massimo si manifesta in condizioni sismiche in direzione parallela all'asse longitudinale del ponte (direzione x). Il taglio resistente della platea dotata di specifica armatura a taglio è pari a 1274.9 kN e risulta essere sempre superiore ai picchi di taglio derivanti dal programma di calcolo.

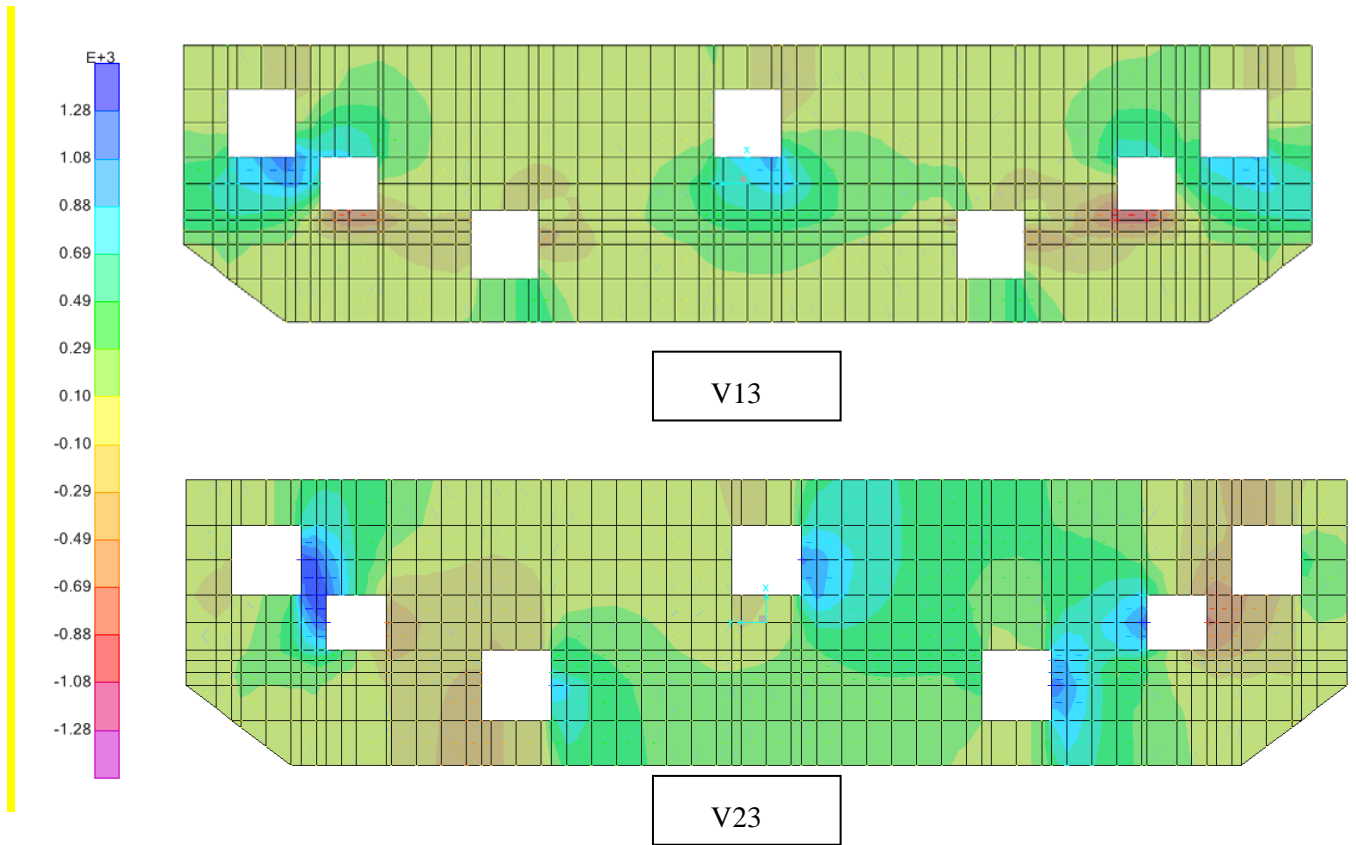
Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente della platea e la mappatura delle sollecitazioni taglianti per la più gravosa delle condizioni di carico.

Risultati da riportare in relazione

V_{rd}	=	1274.89	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	1190.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	1274.89	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	6809.60	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale

sezione verificata a taglio

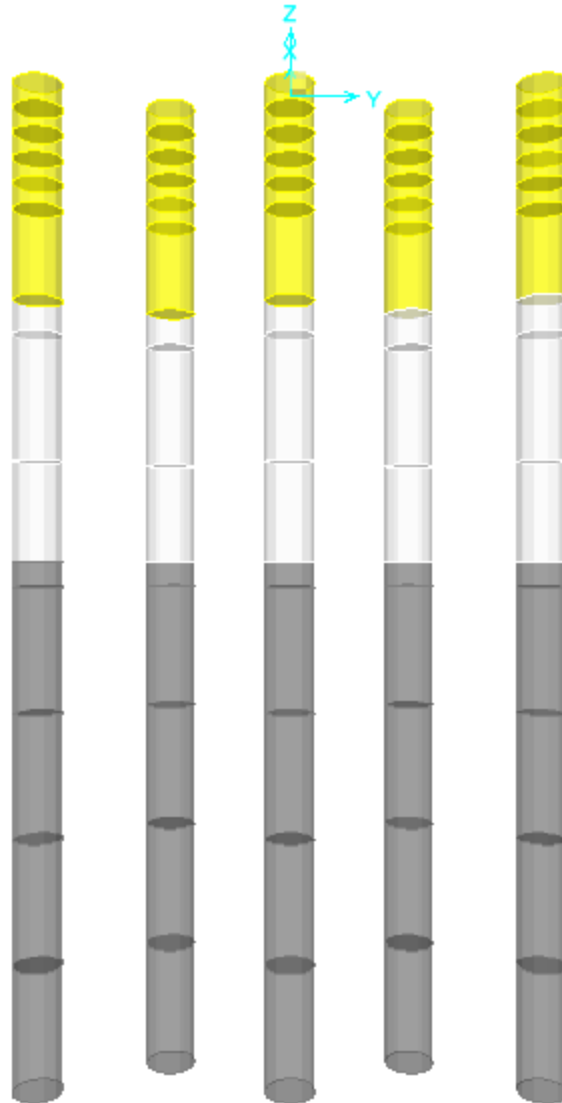
θ	=	25.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	210.00	cm	Altezza utile della sezione
ϕ_{staf}	=	16	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	401.92	mm ²	Area armatura trasversale
	=	2	cm	n°braccia staffe
s	=	50	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe



9.2.5 PALI DI FONDAZIONE

9.2.5.1 Schematizzazione dei pali

Si riporta di seguito un'immagine della palificata di fondazione schematizzata nel programma di calcolo mediante degli elementi beam di sezione trasversale circolare con diametro pari a 200 cm.



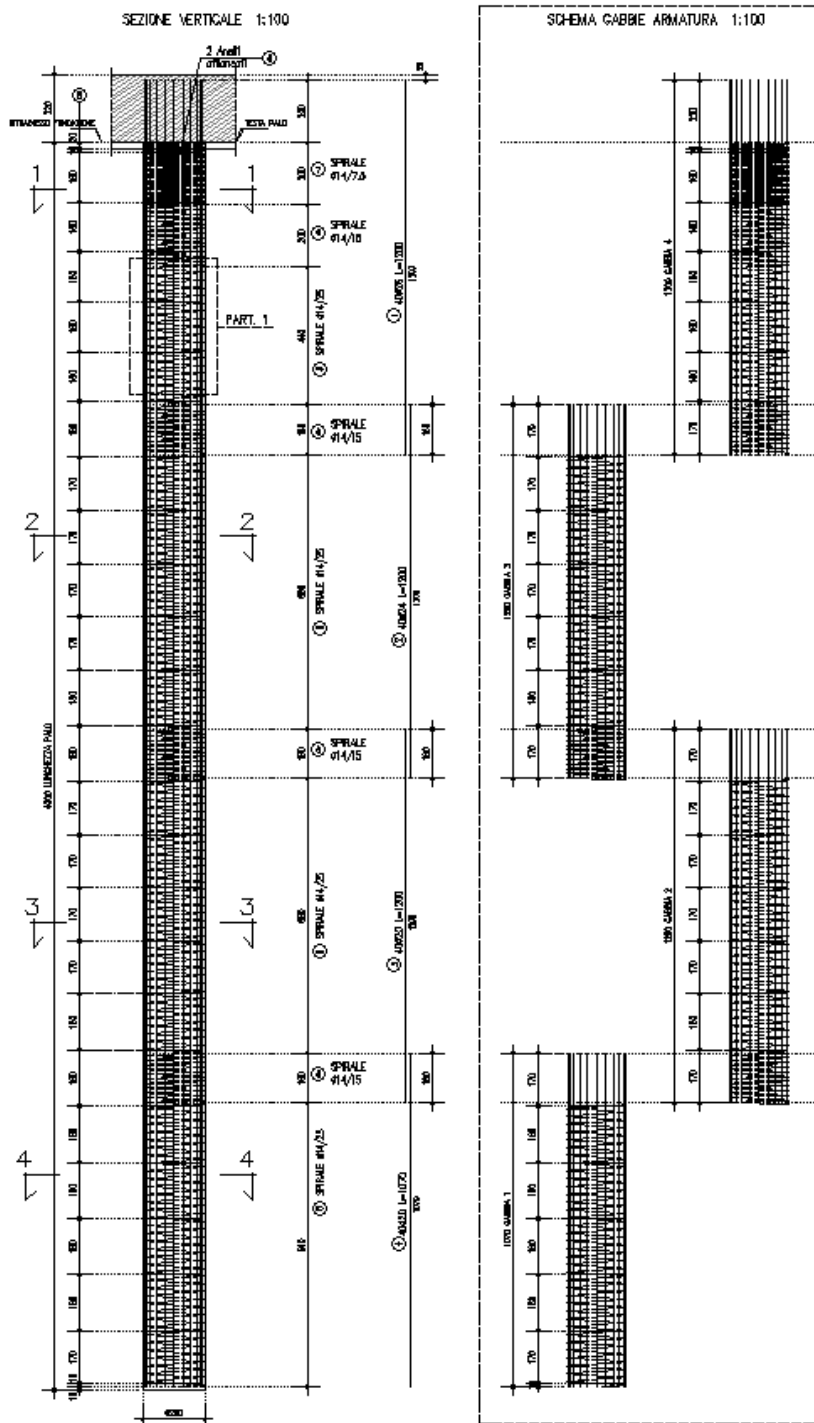
Dalla figura si evidenzia come sia stato opportunamente differenziato il tratto di palo in funzione delle armature presenti: ai pali sono state applicate delle molle con rigidità lineare pari a 15690 kN/m^2 (dato dal $k_{\text{winkler}} * D_{\text{palo}}$), sia in direzione x che in y, fatta eccezione per i primi 2 metri per i quali si è trascurato il contributo del terreno.

Di seguito si riportano le verifiche allo stato limite ultimo (SLU e SLV), le verifiche a stato limite di esercizio (SLE) raro, frequente e quasi permanente con controllo della fessurazione nonché le verifiche di portanza alla condizione GEO.

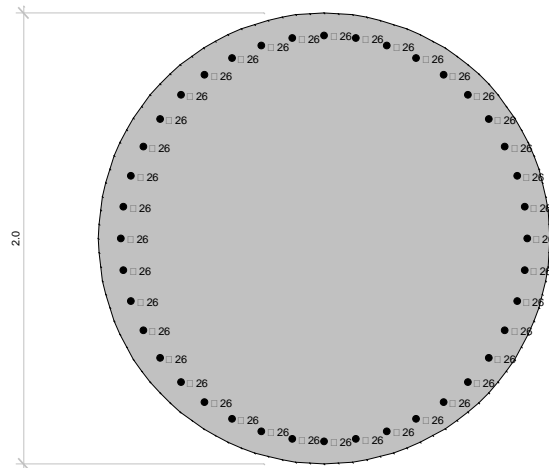
9.2.5.2 Armatura adottata per le verifiche

Diametro palo	$\phi = 200,00$	cm	
Lunghezza palo	$L = 40$	m	
Area palo	$A_p = \pi \phi^2 / 4 =$	31415.93	cm ²
Armatura palo 0-8.60 m	$A_{p1} = 40\phi 26$	212.00	cm ²
Copriferro	$c_1, c_2 = 60 + 14 + 26 / 2 = 87$	mm	
Armatura palo 8.60-19.0 m	$A_{p2} = 40\phi 24$	180.80	cm ²
Copriferro	$c_2 = 60 + 14 + 24 / 2 = 86$	mm	
Armatura palo 19.0-40.0 m	$A_{p3} = 40\phi 20$	125.60	cm ²
Copriferro	$c_3 = 60 + 14 + 20 / 2 = 84$	mm	

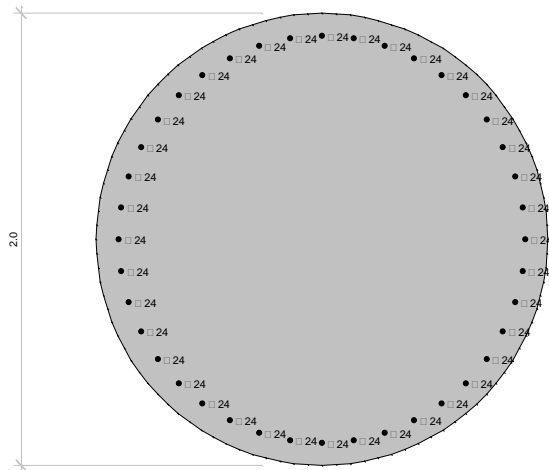
ARMATURA PALI DI FONDAZIONE



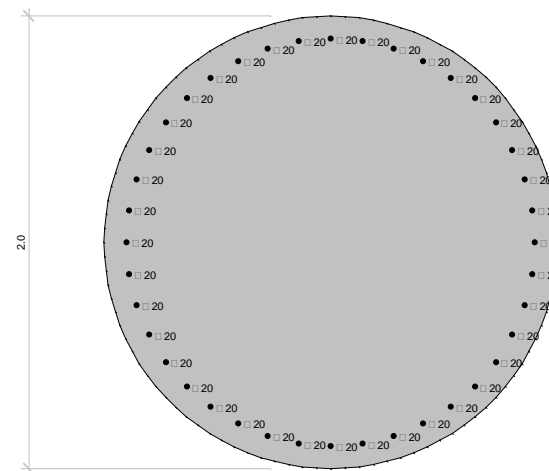
Da testa palo a -8.60 m



Da -8.60 a -19.0 m



Da -19.0 m a piede palo



9.2.5.3 Verifiche allo stato limite ultimo per flessione (SLU-SLV)

Da testa palo a -8.60 m da testa palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

SLU - SLV

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-52608.91	-0.0035 (sez)	8310.20	0.01 (arm)
Mx	-6406.46	0.01 (arm)	6406.46	0.01 (arm)
My	-6406.46	0.01 (arm)	6406.46	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem. N.P5.9 - Comb: SLU PESANTE (V)	-5320.10	0.0	0.0	-935.73	450.92
2	M2min - Elem. N.P4.14 - Comb: SLU PESANTE (V)	-4945.18	0.0	0.0	1438.95	-1362.85
3	M3max - Elem. N.P5.9 - Comb: SLU LEGGERA (V)	-3494.92	0.0	0.0	-1714.49	381.32
4	M3min - Elem. N.P3.14 - Comb: SLU PESANTE (Q)	-6177.76	0.0	0.0	1878.29	-137.93
5	Pmin Comp. - Elem. N.P4.9 - Comb: SLU LEGGERA (V)	-3146.77	0.0	0.0	-1687.28	330.76
6	Pmax Comp. - Elem. N.P3.9 - Comb: SLU PESANTE (Q)	-6177.76	0.0	0.0	-1026.48	266.78
7	smax - Elem. N.P4.9 - Comb: SLU LEGGERA (V)	-3146.77	0.0	0.0	-1687.28	330.76
8	smin - Elem. N.P1.14 - Comb: SLU PESANTE (V)	-5231.31	0.0	0.0	1694.88	-841.60

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max -Elem. N.P5.9 -Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	-3832.12	0.0	0.0	1160.53	1371.98
2	M2min -Elem. N.P4.14 -Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	-2761.12	0.0	0.0	-703.62	-4553.45
3	M3max -Elem. N.P5.9 -Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	-2403.07	0.0	0.0	5191.79	371.42
4	M3min -Elem. N.P3.9 -Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	-3154.98	0.0	0.0	-5108.78	379.14
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.9 -Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	-2067.24	0.0	0.0	5114.71	377.05
6	Pmax Comp. -Elem. N.P5.9 -Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	-5048.43	0.0	0.0	-4771.80	513.03
7	smax -Elem. N.P4.9 -Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	-2067.24	0.0	0.0	5114.71	377.05
8	smin -Elem. N.P3.14 -Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	-4940.33	0.0	0.0	-1570.00	-3836.92

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	M2max - Elem. N.P5.9 - Comb: SLU PESANTE (V)	7.4669	sezione
2	M2min - Elem. N.P4.14 - Comb: SLU PESANTE (V)	5.8762	sezione
3	M3max - Elem. N.P5.9 - Comb: SLU LEGGERA (V)	7.1232	sezione
4	M3min - Elem. N.P3.14 - Comb: SLU PESANTE (Q)	5.4579	sezione
5	Pmin Comp. - Elem. N.P4.9 - Comb: SLU LEGGERA (V)	7.4220	sezione
6	Pmax Comp. - Elem. N.P3.9 - Comb: SLU PESANTE (Q)	6.6538	sezione
7	smax - Elem. N.P4.9 - Comb: SLU LEGGERA (V)	7.4220	sezione
8	smin - Elem. N.P1.14 - Comb: SLU PESANTE (V)	5.9127	sezione

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	M2max -Elem. N.P5.9 -Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	6.8615	sezione
2	M2min -Elem. N.P4.14 -Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	2.1410	sezione
3	M3max -Elem. N.P5.9 -Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	1.7322	armatura
4	M3min -Elem. N.P3.9 -Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	1.9412	sezione
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.9 -Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	1.6977	armatura
6	Pmax Comp. -Elem. N.P5.9 -Comb: SISMA X- + 0.3 SISMA Y	2.5597	sezione
7	smax -Elem. N.P4.9 -Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y	1.6977	armatura
8	smin -Elem. N.P3.14 -Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X	3.0556	sezione

Da -8.60 a -19.0 m

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-51379.59	-0.0035 (sez)	7080.88	0.01 (arm)
Mx	-5509.53	0.01 (arm)	5509.53	0.01 (arm)
My	-5509.53	0.01 (arm)	5509.53	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem. N.P5.8 - Comb: SLU PESANTE (V)	-5320.10	0.0	0.0	-996.14	443.26

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
2	M2min - Elem. N.P5.6 - Comb: SLU PESANTE (Q)	-5489.57	0.0	0.0	-561.22	65.28
3	M3max - Elem. N.P5.8 - Comb: SLU LEGGERA (V)	-3494.92	0.0	0.0	-1716.09	398.71
4	M3min - Elem. N.P4.6 - Comb: SLU PESANTE (V)	-4945.18	0.0	0.0	-519.31	249.66
5	Pmin Comp. - Elem. N.P4.6 - Comb: SLU LEGGERA (V)	-3146.77	0.0	0.0	-706.91	252.98
6	Pmax Comp. - Elem. N.P3.6 - Comb: SLU PESANTE (Q)	-6177.76	0.0	0.0	-587.14	106.25
7	smax - Elem. N.P4.8 - Comb: SLU LEGGERA (V)	-3146.77	0.0	0.0	-1684.26	359.93
8	smin - Elem. N.P3.6 - Comb: SLU PESANTE (Q)	-6177.76	0.0	0.0	-587.14	106.25

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	M2max - Elem. N.P5.8 - Comb: SLU PESANTE (V)	7.1846	sezione
2	M2min - Elem. N.P5.6 - Comb: SLU PESANTE (Q)	8.0780	sezione
3	M3max - Elem. N.P5.8 - Comb: SLU LEGGERA (V)	6.8478	sezione
4	M3min - Elem. N.P4.6 - Comb: SLU PESANTE (V)	8.7951	sezione
5	Pmin Comp. - Elem. N.P4.6 - Comb: SLU LEGGERA (V)	11.5988	sezione
6	Pmax Comp. - Elem. N.P3.6 - Comb: SLU PESANTE (Q)	7.2472	sezione
7	smax - Elem. N.P4.8 - Comb: SLU LEGGERA (V)	7.1298	sezione
8	smin - Elem. N.P3.6 - Comb: SLU PESANTE (Q)	7.2472	sezione

Da -19.0 a piede palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-49215.99	-0.0035 (sez)	4917.28	0.01 (arm)
Mx	-3928.65	0.01 (arm)	3928.65	0.01 (arm)
My	-3928.65	0.01 (arm)	3928.65	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem. N.P5.8 - Comb: SLU PESANTE (V)	-5320.10	0.0	0.0	-996.14	443.26
2	M2min - Elem. N.P5.6 - Comb: SLU PESANTE (Q)	-5489.57	0.0	0.0	-561.22	65.28
3	M3max - Elem. N.P5.8 - Comb: SLU LEGGERA (V)	-3494.92	0.0	0.0	-1716.09	398.71
4	M3min - Elem. N.P4.6 - Comb: SLU PESANTE (V)	-4945.18	0.0	0.0	-519.31	249.66
5	Pmin Comp. - Elem. N.P4.6 - Comb: SLU LEGGERA (V)	-3146.77	0.0	0.0	-706.91	252.98
6	Pmax Comp. - Elem. N.P3.6 - Comb: SLU PESANTE (Q)	-6177.76	0.0	0.0	-587.14	106.25
7	smax - Elem. N.P4.8 - Comb: SLU LEGGERA (V)	-3146.77	0.0	0.0	-1684.26	359.93
8	smin - Elem. N.P3.6 - Comb: SLU PESANTE (Q)	-6177.76	0.0	0.0	-587.14	106.25

Verifiche:

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	M2max - Elem. N.P5.8 - Comb: SLU PESANTE (V)	6.8666	sezione
2	M2min - Elem. N.P5.6 - Comb: SLU PESANTE (Q)	7.7318	sezione
3	M3max - Elem. N.P5.8 - Comb: SLU LEGGERA (V)	6.3759	sezione
4	M3min - Elem. N.P4.6 - Comb: SLU PESANTE (V)	8.4185	sezione
5	Pmin Comp. - Elem. N.P4.6 - Comb: SLU LEGGERA (V)	11.0482	sezione
6	Pmax Comp. - Elem. N.P3.6 - Comb: SLU PESANTE (Q)	6.9365	sezione
7	smax - Elem. N.P4.8 - Comb: SLU LEGGERA (V)	6.5970	sezione
8	smin - Elem. N.P3.6 - Comb: SLU PESANTE (Q)	6.9365	sezione

9.2.5.4 Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione - da testa palo a -8.60 m

Le sollecitazioni di progetto sono espresse in kN, m, mentre le verifiche in N, mm.

Sollecitazioni di progetto – rara

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max -Elem. N.P5.11 -Comb: SLE RARA (Q)	-4055.59	0.0	0.0	25.57	337.94
2	M2min -Elem. N.P4.14 -Comb: SLE RARA (V)	-3669.47	0.0	0.0	1066.31	-953.01
3	M3max -Elem. N.P4.9 -Comb: SLE RARA (T)	-3682.02	0.0	0.0	-852.07	58.17
4	M3min -Elem. N.P3.14 -Comb: SLE RARA (Q)	-4565.52	0.0	0.0	1387.49	-72.25
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.9 -Comb: SLE RARA (V)	-3669.47	0.0	0.0	-754.83	134.37

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
6	Pmax Comp. -Elem. N.P3.9 -Comb: SLE RARA (Q)	-4565.52	0.0	0.0	-776.62	184.27
7	smax -Elem. N.P5.9 -Comb: SLE RARA (T)	-3861.25	0.0	0.0	-850.75	228.82
8	smin -Elem. N.P4.14 -Comb: SLE RARA (V)	-3669.47	0.0	0.0	1066.31	-953.01

Sollecitazioni di progetto – frequente

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max -Elem. N.P5.14 -Comb: SLE FREQ. (Q)	-3835.93	0.0	0.0	1083.76	549.48
2	M2min -Elem. N.P4.14 -Comb: SLE FREQ. (V)	-3339.93	0.0	0.0	1120.08	-651.23
3	M3max -Elem. N.P5.9 -Comb: SLE FREQ. (T)	-3436.33	0.0	0.0	-1063.26	86.60
4	M3min -Elem. N.P3.14 -Comb: SLE FREQ. (V)	-3984.58	0.0	0.0	1449.47	-526.17
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.9 -Comb: SLE FREQ. (V)	-3339.93	0.0	0.0	-1019.97	129.40
6	Pmax Comp. -Elem. N.P3.9 -Comb: SLE FREQ. (Q)	-4220.14	0.0	0.0	-685.41	52.73
7	smax -Elem. N.P5.9 -Comb: SLE FREQ. (V)	-3500.63	0.0	0.0	-1039.36	202.44
8	smin -Elem. N.P3.14 -Comb: SLE FREQ. (V)	-3984.58	0.0	0.0	1449.47	-526.17

Sollecitazioni di progetto – q.permanente

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max -Elem. N.P5.14 -Comb: SLE QP	-3330.88	0.0	0.0	979.53	343.93
2	M2min -Elem. N.P4.14 -Comb: SLE QP	-3325.84	0.0	0.0	979.86	-332.73
3	M3max -Elem. N.P4.9 -Comb: SLE QP	-3325.84	0.0	0.0	-518.89	-55.45
4	M3min -Elem. N.P3.14 -Comb: SLE QP	-3556.09	0.0	0.0	1156.64	31.29
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.9 -Comb: SLE QP	-3325.84	0.0	0.0	-518.89	-55.45
6	Pmax Comp. -Elem. N.P3.9 -Comb: SLE QP	-3556.09	0.0	0.0	-483.91	10.40
7	smax -Elem. N.P5.9 -Comb: SLE QP	-3330.88	0.0	0.0	-518.30	60.70
8	smin -Elem. N.P4.14 -Comb: SLE QP	-3325.84	0.0	0.0	979.86	-332.73

Verifiche alle tensioni – rara

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M2max -Elem. N.P5.11 -Comb: SLE RARA (Q)	-1.54	-0.80	-12.60	-22.59
2	M2min -Elem. N.P4.14 -Comb: SLE RARA (V)	-2.69	0.63	6.99	-37.89
3	M3max -Elem. N.P4.9 -Comb: SLE RARA (T)	-2.00	-0.13	-3.38	-28.57
4	M3min -Elem. N.P3.14 -Comb: SLE RARA (Q)	-2.85	0.21	0.85	-40.39
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.9 -Comb: SLE RARA (V)	-1.90	-0.22	-4.59	-27.25
6	Pmax Comp. -Elem. N.P3.9 -Comb: SLE RARA (Q)	-2.19	-0.45	-8.04	-31.57
7	smax -Elem. N.P5.9 -Comb: SLE RARA (T)	-2.08	-0.15	-3.74	-29.75
8	smin -Elem. N.P4.14 -Comb: SLE RARA (V)	-2.69	0.63	6.99	-37.89

9.2.5.5 Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	2654.6	118258.7	0.0224	1.11	87.7	26.0	0.003	0.50	495.1	0.0017	(<0.4)
2	3716.5	194751.6	0.0191	5.23	87.2	26.0	0.016	0.50	528.1	0.0083	(<0.4)
3	2123.7	98659.8	0.0215	0.77	86.8	26.0	0.002	0.50	500.4	0.0012	(<0.4)
4	3716.5	196426.3	0.0189	6.18	87.3	26.0	0.019	0.50	530.3	0.0098	(<0.4)
5	2123.7	94657.2	0.0224	0.59	86.6	26.0	0.002	0.50	491.3	0.0009	(<0.4)
6	2123.7	94657.2	0.0224	-8.32	86.6	26.0	-0.025	0.50	491.3	-0.0123	(<0.4)
7	2123.7	93846.1	0.0226	0.31	87.4	26.0	0.001	0.50	492.3	0.0005	(<0.4)

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
8	3716.5	196426.3	0.0189	6.18	87.3	26.0	0.019	0.50	530.3	0.0098	(<0.4)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	2654.6	106752.8	0.0249	0.67	87.0	26.0	0.002	0.50	473.4	0.0010	(<0.3)
2	2654.6	112018.8	0.0237	0.65	87.5	26.0	0.002	0.50	484.2	0.0009	(<0.3)
3	2654.6	112018.8	0.0237	-21.25	87.5	26.0	-0.064	0.50	484.2	-0.0309	(<0.3)
4	2654.6	123814.6	0.0214	1.56	87.4	26.0	0.005	0.50	503.2	0.0024	(<0.3)
5	2654.6	123814.6	0.0214	-21.92	87.4	26.0	-0.066	0.50	503.2	-0.0331	(<0.3)
6	2654.6	123814.6	0.0214	-22.39	87.4	26.0	-0.067	0.50	503.2	-0.0338	(<0.3)
7	2654.6	123814.6	0.0214	-21.89	87.4	26.0	-0.066	0.50	503.2	-0.0330	(<0.3)
8	2654.6	112018.8	0.0237	0.65	87.5	26.0	0.002	0.50	484.2	0.0009	(<0.3)

9.2.5.6 Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione - da -8.60 a -19.0 M

Le sollecitazioni di progetto sono espresse in kN, m, mentre le verifiche in N, mm.

Sollecitazioni di progetto – rara:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE RARA (V)	-3925.78	0.0	0.0	-753.98	306.79
2	M2min -Elem. N.P5.6 -Comb: SLE RARA (Q)	-4055.59	0.0	0.0	-420.75	39.78
3	M3max -Elem. N.P4.7 -Comb: SLE RARA (T)	-3682.02	0.0	0.0	-870.46	102.19
4	M3min -Elem. N.P4.6 -Comb: SLE RARA (V)	-3669.47	0.0	0.0	-390.08	170.44
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.6 -Comb: SLE RARA (V)	-3669.47	0.0	0.0	-390.08	170.44
6	Pmax Comp. -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE RARA (Q)	-4565.52	0.0	0.0	-439.78	70.34
7	smax -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE RARA (T)	-3861.25	0.0	0.0	-866.81	214.75
8	smin -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE RARA (Q)	-4565.52	0.0	0.0	-439.78	70.34

Sollecitazioni di progetto – frequente:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE FREQ. (V)	-3500.63	0.0	0.0	-1055.37	204.92
2	M2min -Elem. N.P4.8 -Comb: SLE FREQ. (Q)	-3772.33	0.0	0.0	-731.17	-58.56
3	M3max -Elem. N.P5.7 -Comb: SLE FREQ. (T)	-3436.33	0.0	0.0	-1078.56	76.55
4	M3min -Elem. N.P5.6 -Comb: SLE FREQ. (Q)	-3835.93	0.0	0.0	-383.92	-35.02
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.6 -Comb: SLE FREQ. (V)	-3339.93	0.0	0.0	-484.65	128.87
6	Pmax Comp. -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE FREQ. (Q)	-4220.14	0.0	0.0	-399.85	-4.68
7	smax -Elem. N.P5.7 -Comb: SLE FREQ. (V)	-3500.63	0.0	0.0	-1056.72	204.65
8	smin -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE FREQ. (Q)	-4220.14	0.0	0.0	-399.85	-4.68

Sollecitazioni di progetto – q.permanente:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE QP	-3330.88	0.0	0.0	-518.30	60.70
2	M2min -Elem. N.P4.8 -Comb: SLE QP	-3325.84	0.0	0.0	-518.89	-55.45
3	M3max -Elem. N.P4.7 -Comb: SLE QP	-3325.84	0.0	0.0	-553.36	-17.12
4	M3min -Elem. N.P5.6 -Comb: SLE QP	-3330.88	0.0	0.0	-300.58	-25.50
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.6 -Comb: SLE QP	-3325.84	0.0	0.0	-300.82	25.75
6	Pmax Comp. -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE QP	-3556.09	0.0	0.0	-312.68	-0.71
7	smax -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE QP	-3330.88	0.0	0.0	-539.08	47.34
8	smin -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE QP	-3556.09	0.0	0.0	-312.68	-0.71

Verifiche alle tensioni – rara:

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M2max -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
2	M2min -Elem. N.P4.8 -Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
3	M3max -Elem. N.P4.7 -Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
4	M3min -Elem. N.P5.6 -Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.6 -Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Pmax Comp. -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00
7	smax -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
8	smin -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE QP	0.00	0.00	0.00	0.00

9.2.5.7 Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	2261.9	107069.4	0.0211	0.58	88.4	24.0	0.002	0.50	493.6	0.0009	(<0.4)
2	2261.9	107069.4	0.0211	-6.19	88.4	24.0	-0.019	0.50	493.6	-0.0092	(<0.4)
3	1809.6	101955.1	0.0177	1.18	87.9	24.0	0.004	0.50	528.7	0.0019	(<0.4)
4	1809.6	101955.1	0.0177	-11.21	87.9	24.0	-0.034	0.50	528.7	-0.0178	(<0.4)
5	1809.6	101955.1	0.0177	-7.37	87.9	24.0	-0.022	0.50	528.7	-0.0117	(<0.4)
6	1809.6	101955.1	0.0177	-12.64	87.9	24.0	-0.038	0.50	528.7	-0.0200	(<0.4)
7	2261.9	107450.0	0.0211	0.60	88.4	24.0	0.002	0.50	494.3	0.0009	(<0.4)
8	2261.9	107450.0	0.0211	-12.79	88.4	24.0	-0.038	0.50	494.3	-0.0190	(<0.4)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	2261.9	107450.0	0.0211	-6.99	88.4	24.0	-0.021	0.50	494.3	-0.0104	(<0.3)
2	2261.9	107450.0	0.0211	-7.28	88.4	24.0	-0.022	0.50	494.3	-0.0108	(<0.3)
3	2261.9	107450.0	0.0211	-6.68	88.4	24.0	-0.020	0.50	494.3	-0.0099	(<0.3)
4	2261.9	107450.0	0.0211	-10.38	88.4	24.0	-0.031	0.50	494.3	-0.0154	(<0.3)
5	2261.9	107450.0	0.0211	-10.21	88.4	24.0	-0.031	0.50	494.3	-0.0151	(<0.3)
6	2261.9	107450.0	0.0211	-11.12	88.4	24.0	-0.033	0.50	494.3	-0.0165	(<0.3)
7	2261.9	107450.0	0.0211	-6.73	88.4	24.0	-0.020	0.50	494.3	-0.0100	(<0.3)
8	2261.9	107450.0	0.0211	-11.12	88.4	24.0	-0.033	0.50	494.3	-0.0165	(<0.3)

9.2.5.8 Verifiche sle a pressoflessione e fessurazione - da -19.0 piede palo

Le sollecitazioni di progetto sono espresse in kN, m, mentre le verifiche in N, mm.

Sollecitazioni di progetto - rara:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE RARA (V)	-3925.78	0.0	0.0	-753.98	306.79
2	M2min -Elem. N.P5.6 -Comb: SLE RARA (Q)	-4055.59	0.0	0.0	-420.75	39.78
3	M3max -Elem. N.P4.7 -Comb: SLE RARA (T)	-3682.02	0.0	0.0	-870.46	102.19
4	M3min -Elem. N.P4.6 -Comb: SLE RARA (V)	-3669.47	0.0	0.0	-390.08	170.44
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.6 -Comb: SLE RARA (V)	-3669.47	0.0	0.0	-390.08	170.44
6	Pmax Comp. -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE RARA (Q)	-4565.52	0.0	0.0	-439.78	70.34
7	smax -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE RARA (T)	-3861.25	0.0	0.0	-866.81	214.75
8	smin -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE RARA (Q)	-4565.52	0.0	0.0	-439.78	70.34

Sollecitazioni di progetto - frequente:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE FREQ. (V)	-3500.63	0.0	0.0	-1055.37	204.92
2	M2min -Elem. N.P4.8 -Comb: SLE FREQ. (Q)	-3772.33	0.0	0.0	-731.17	-58.56
3	M3max -Elem. N.P5.7 -Comb: SLE FREQ. (T)	-3436.33	0.0	0.0	-1078.56	76.55
4	M3min -Elem. N.P5.6 -Comb: SLE FREQ. (Q)	-3835.93	0.0	0.0	-383.92	-35.02
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.6 -Comb: SLE FREQ. (V)	-3339.93	0.0	0.0	-484.65	128.87
6	Pmax Comp. -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE FREQ. (Q)	-4220.14	0.0	0.0	-399.85	-4.68

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
7	smax -Elem. N.P5.7 -Comb: SLE FREQ. (V)	-3500.63	0.0	0.0	-1056.72	204.65
8	smin -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE FREQ. (Q)	-4220.14	0.0	0.0	-399.85	-4.68

Sollecitazioni di progetto – q.permanente:

Comb.	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE QP	-3330.88	0.0	0.0	-518.30	60.70
2	M2min -Elem. N.P4.8 -Comb: SLE QP	-3325.84	0.0	0.0	-518.89	-55.45
3	M3max -Elem. N.P4.7 -Comb: SLE QP	-3325.84	0.0	0.0	-553.36	-17.12
4	M3min -Elem. N.P5.6 -Comb: SLE QP	-3330.88	0.0	0.0	-300.58	-25.50
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.6 -Comb: SLE QP	-3325.84	0.0	0.0	-300.82	25.75
6	Pmax Comp. -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE QP	-3556.09	0.0	0.0	-312.68	-0.71
7	smax -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE QP	-3330.88	0.0	0.0	-539.08	47.34
8	smin -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE QP	-3556.09	0.0	0.0	-312.68	-0.71

Verifiche alle tensioni – rara:

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M2max -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE RARA (V)	-2.13	-0.23	-4.96	-30.43
2	M2min -Elem. N.P5.6 -Comb: SLE RARA (Q)	-1.71	-0.73	-11.66	-24.90
3	M3max -Elem. N.P4.7 -Comb: SLE RARA (T)	-2.12	-0.09	-2.86	-30.33
4	M3min -Elem. N.P4.6 -Comb: SLE RARA (V)	-1.60	-0.61	-9.87	-23.20
5	Pmin Comp. -Elem. N.P4.6 -Comb: SLE RARA (V)	-1.60	-0.61	-9.87	-23.20
6	Pmax Comp. -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE RARA (Q)	-1.89	-0.85	-13.59	-27.56
7	smax -Elem. N.P5.8 -Comb: SLE RARA (T)	-2.20	-0.12	-3.43	-31.37
8	smin -Elem. N.P3.6 -Comb: SLE RARA (Q)	-1.89	-0.85	-13.59	-27.56

9.2.5.9 Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	1570.8	107601.8	0.0146	0.86	90.4	20.0	0.003	0.50	540.1	0.0014	(<0.4)
2	1570.8	107601.8	0.0146	-6.20	90.4	20.0	-0.019	0.50	540.1	-0.0100	(<0.4)
3	1570.8	110822.4	0.0142	1.29	89.9	20.0	0.004	0.50	545.5	0.0021	(<0.4)
4	1570.8	110822.4	0.0142	-11.48	89.9	20.0	-0.034	0.50	545.5	-0.0188	(<0.4)
5	1570.8	110822.4	0.0142	-7.54	89.9	20.0	-0.023	0.50	545.5	-0.0123	(<0.4)
6	1570.8	110822.4	0.0142	-12.94	89.9	20.0	-0.039	0.50	545.5	-0.0212	(<0.4)
7	1570.8	107961.5	0.0145	0.89	90.4	20.0	0.003	0.50	540.9	0.0014	(<0.4)
8	1570.8	107961.5	0.0145	-13.03	90.4	20.0	-0.039	0.50	540.9	-0.0211	(<0.4)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	1570.8	107961.5	0.0145	-7.06	90.4	20.0	-0.021	0.50	540.9	-0.0114	(<0.3)
2	1570.8	107961.5	0.0145	-7.36	90.4	20.0	-0.022	0.50	540.9	-0.0119	(<0.3)
3	1570.8	107961.5	0.0145	-6.73	90.4	20.0	-0.020	0.50	540.9	-0.0109	(<0.3)
4	1570.8	107961.5	0.0145	-10.57	90.4	20.0	-0.032	0.50	540.9	-0.0172	(<0.3)
5	1570.8	107961.5	0.0145	-10.40	90.4	20.0	-0.031	0.50	540.9	-0.0169	(<0.3)
6	1570.8	107961.5	0.0145	-11.34	90.4	20.0	-0.034	0.50	540.9	-0.0184	(<0.3)
7	1570.8	107961.5	0.0145	-6.78	90.4	20.0	-0.020	0.50	540.9	-0.0110	(<0.3)
8	1570.8	107961.5	0.0145	-11.34	90.4	20.0	-0.034	0.50	540.9	-0.0184	(<0.3)

9.2.5.10 Verifiche a taglio

Si riporta di seguito la verifica per la massima sollecitazione tagliante:

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

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

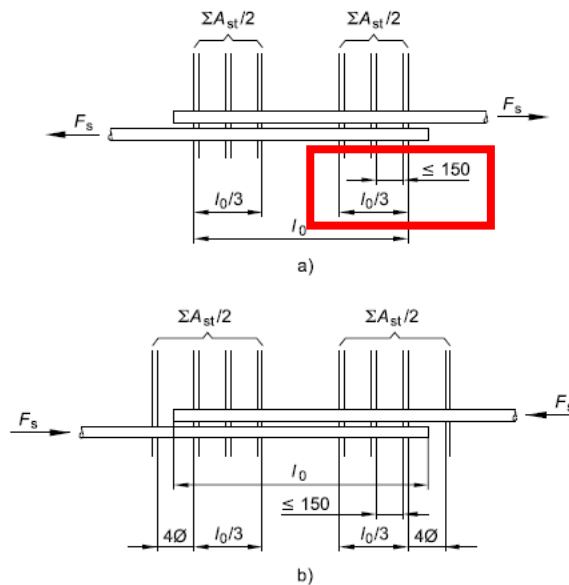
$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

La distanza dell'armatura ed il passo delle staffe si evince dall'elaborato grafico: si precisa che il passo delle staffe in corrispondenza della sovrapposizione delle "gabbie" viene prescritto secondo quanto richiesto da normativa (UNI EN 1992-1-1-2005, par. 8.7.4 "Armatura trasversale nelle zone di sovrapposizione" – $d_{max} = 15\text{cm}$).

figura 8.9 Armatura trasversale in giunzioni per sovrapposizione

Legenda

- a) Barre in trazione
 - b) Barre in compressione
- Dimensioni in millimetri



Da testa palo a -2m

St. $\phi 14/7.5$ – Armatura longitudinale $40\phi 26$

TAGLIO - QUADRATURA PER SEZ. CIRCOLARI			
Vmax (kN)	1413.55	Elem. N.P4.13 - Comb: SISMA Y + 0.3 SISMA X	

V_{rd}	=	3265.62	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	1413.55	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	3265.62	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	7662.03	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				
θ	=	33.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	180.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	146.77	cm	Altezza utile della sezione
ϕ_{staf}	=	14	mm	Diametro staffe
		2	n°	n°braccia staffe
A_{sw}	=	307.72	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	7.5	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

Da -2m a -4m

St. $\phi 14/15''$ – Armatura longitudinale 40 $\phi 26$

TAGLIO - QUADRATURA PER SEZ. CIRCOLARI

Vmax (kN)	1232.33	Elem. N.P4.12 - Comb: SISMA Y + 0.3 SISMA X
-----------	---------	---

V_{rd}	=	1632.81	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	1232.33	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	1632.81	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	7662.03	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				
θ	=	33.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	180.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	146.77	cm	Altezza utile della sezione
ϕ_{staf}	=	14	mm	Diametro staffe
		2	n°	n°braccia staffe
A_{sw}	=	307.72	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	15	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

Da -4m a -12m

St. $\phi 14/25''$ – Armatura longitudinale 40 $\phi 26$

TAGLIO - QUADRATURA PER SEZ. CIRCOLARI

Vmax (kN)	672.66	Elem. N.P3.10 - Comb: SISMA X + 0.3 SISMA Y
-----------	--------	---

V_{rd}	=	979.69	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	672.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	979.69	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	7662.03	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				
θ	=	33.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	180.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	146.77	cm	Altezza utile della sezione
ϕ_{staf}	=	14	mm	Diametro staffe
		2	n°	n°braccia staffe
A_{sw}	=	307.72	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

Da -12m a -24m

St. $\phi 14/25$ – Armatura longitudinale 40 $\phi 24$

TAGLIO - QUADRATURA PER SEZ. CIRCOLARI

Vmax (kN)	374.71	Elem. N.P5.6 - Comb: SISMA Y + 0.3 SISMA X
-----------	--------	--

V_{rd}	=	980.11	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	374.71	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	980.11	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	7665.37	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				
θ	=	33.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	180.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	146.83	cm	Altezza utile della sezione
ϕ_{staf}	=	14	mm	Diametro staffe
		2	n°	n°braccia staffe
A_{sw}	=	307.72	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

Da -24m a -40m

St. $\phi 14/25$ – Armatura longitudinale 40 $\phi 20$

TAGLIO - QUADRATURA PER SEZ. CIRCOLARI

Vmax (kN)	132.01	Elem. N.P4.3 - Comb: SISMA Y + 0.3 SISMA X
-----------	--------	--

V_{rd}	=	980.97	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	132.01	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	980.97	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	7672.05	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				
θ	=	33.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	180.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	146.96	cm	Altezza utile della sezione
ϕ_{staf}	=	14	mm	Diametro staffe
		2	n°	n°braccia staffe
A_{sw}	=	307.72	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

9.2.6 SOLLECITAZIONI PER PORTANZA PALI

Le sollecitazioni massime che risultano dalla modellazione si riportano di seguito:

1A) SLU STR (2)	cond.1	cond.2	cond.3	cond.4	cond.5	cond.6	cond.7	cond.8
	M2max	M2min	M3max	M3min	Pmin Comp.	Pmax Comp.	V2max	V3max
	450.92	-1362.85	1714.49	-1878.29	-3146.77	-6177.76	656.40	269.46
							32.51	-29.77
M2	450.92	-1362.85	381.32	-137.93	330.76	266.78	-582.06	-823.94
P	-5320.10	-4945.18	-3494.92	-6177.76	-3146.77	-6177.76	-4355.94	-4945.18
M3	935.73	-1438.95	1714.49	-1878.29	1687.28	1026.48	-241.26	-495.89
V2	67.12	471.53	41.03	549.14	32.51	89.71	656.40	471.53
V3	-8.51	269.46	38.27	86.50	57.30	2.68	251.77	269.46
cond	SLU PESANTE (V)	SLU PESANTE (V)	SLU LEGGERA (V)	SLU PESANTE (O)	SLU LEGGERA (V)	SLU PESANTE (O)	SLU LEGGERA (V)	SLU PESANTE (V)
elem	P5.9	P4.14	P5.9	P3.14	P4.9	P3.9	P3.13	P4.13
dist. dal 1° vert.	0.90	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

1B) SLU GEO (2)	cond.1	cond.2	cond.3	cond.4	cond.5	cond.6	cond.7	cond.8
	M2max	M2min	M3max	M3min	Pmin Comp.	Pmax Comp.	V2max	V3max
	351.78	-999.98	1160.72	-1475.73	-3265.98	-4734.31	505.67	224.33
							42.00	-21.74
M2	351.78	-999.98	236.01	-857.36	264.51	228.08	-335.78	-551.32
P	-4173.95	-3265.98	-3485.48	-4128.60	-3265.98	-4734.31	-4041.02	-3265.98
M3	272.58	-1107.89	1160.72	-1475.73	1043.80	816.83	-436.57	-248.58
V2	217.62	429.66	47.74	486.58	43.96	67.34	505.67	429.66
V3	-1.48	224.33	13.80	205.71	53.51	2.99	142.82	224.33
cond	SLU GEO PESANTE	SLU GEO LEGGERA V	SLU GEO LEGGERA T	SLU GEO LEGGERA V	SLU GEO LEGGERA V	SLU GEO PESANTE	SLU GEO LEGGERA T	SLU GEO LEGGERA V
elem	P5.10	P4.14	P5.9	P3.14	P4.9	P3.9	P3.13	P4.13
dist. dal 1° vert.	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

5A) SISMA (2)	cond.1	cond.2	cond.3	cond.4	cond.5	cond.6	cond.7	cond.8
	M2max	M2min	M3max	M3min	Pmin Comp.	Pmax Comp.	V2max	V3max
	1371.98	-4553.45	5191.79	-5108.78	-2067.24	-5048.43	1375.36	1032.36
							-934.63	24.61
M2	1371.98	-4553.45	371.42	379.14	377.05	513.03	-855.81	-2488.73
P	-3832.12	-2761.12	-2403.07	-3154.98	-2067.24	-5048.43	-4835.02	-2761.12
M3	1160.53	-703.62	5191.79	-5108.78	5114.71	-4771.80	1850.72	53.20
V2	41.65	378.41	-66.33	17.87	-73.14	185.59	1375.36	378.41
V3	198.59	1032.36	56.79	65.46	73.95	24.61	326.36	1032.36
cond	SISMAY + 0.3 SISMA X	SISMAY + 0.3 SISMA X	SISMA X + 0.3 SISMA Y	SISMA X - + 0.3 SISMA Y	SISMA X + 0.3 SISMA Y	SISMA X - + 0.3 SISMA Y	SISMA X + 0.3 SISMA Y	SISMAY + 0.3 SISMA X
elem	P5.9	P4.14	P5.9	P3.9	P4.9	P5.9	P3.13	P4.13
dist. dal 1° vert.	0.00	1.00	0.90	2.70	0.00	0.00	0.00	0.00

9.2.6.1 VERIFICHE DI PORTANZA VERTICALE

Le verifiche sono state effettuate per i pali maggiormente sollecitati a compressione e per le combinazioni di carico risultate più critiche.

I pali risultano sempre compressi, sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1; Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R2).
- Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 2, A1M1R3), che coincide in questo caso con l'Approccio 1.

Si riportano di seguito i massimi valori degli sforzi assiali sui pali delle spalle per le combinazioni di carico più significative.

Sollecitazioni massime Pali Spalle

SPALLA	STR A1-M1	GEO A2-M1	SLV A1-M1
	kN	kN	kN
Sp. A	6178	4735	5050

La lunghezza dei pali di fondazione è stata assunta pari a 40.00 m.

La verifica di portanza dei pali si esegue utilizzando le curve di portanza di seguito riportate.

Si assume a favore di sicurezza il coefficiente ζ_3 corrispondente a 7 verticali indagate (1.45).

Il carico limite di progetto viene determinato come:

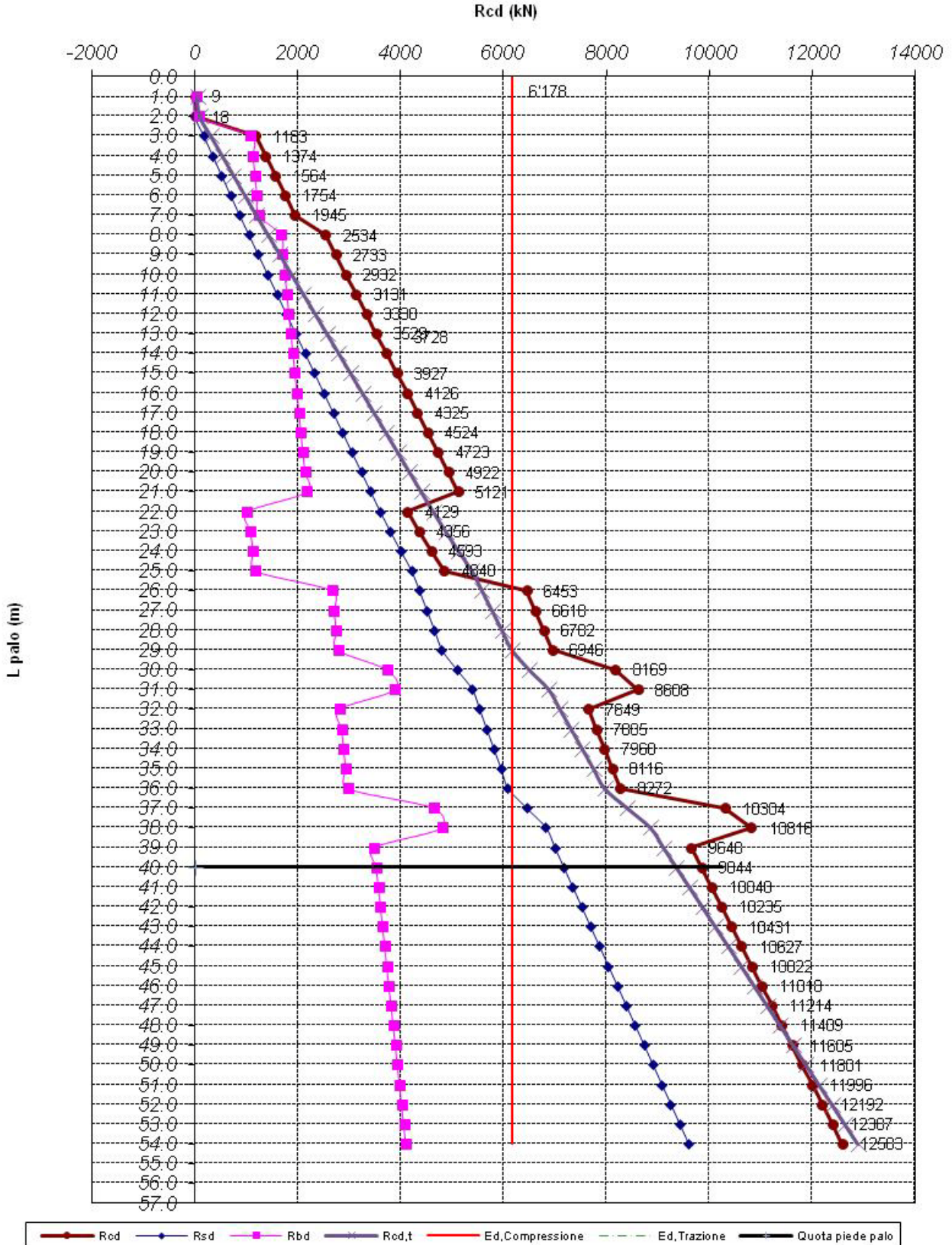
$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

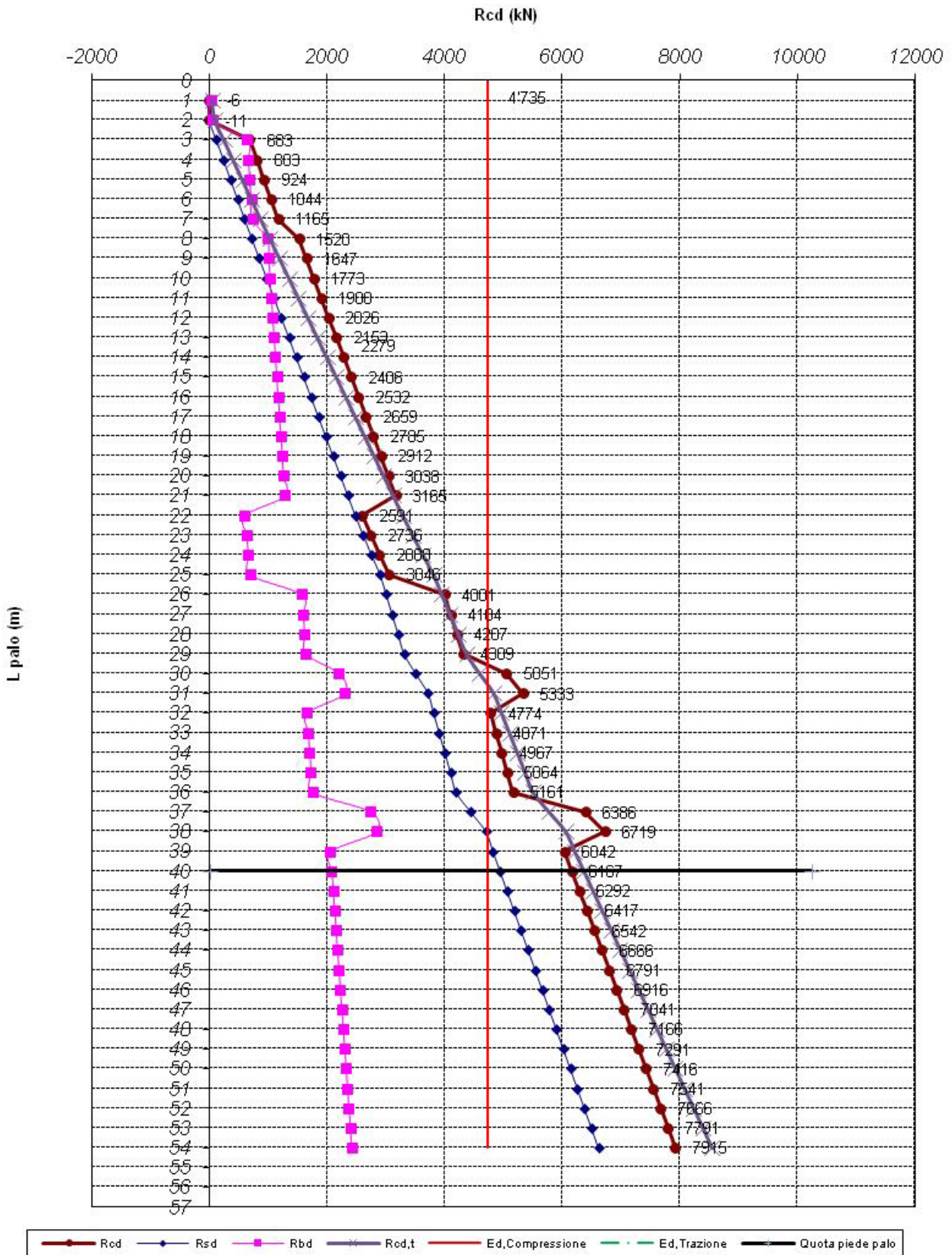
$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$:	Resistenza alla punta di progetto
$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$:	Resistenza laterale di progetto
$R_{bk} = R_{bm} / \zeta$:	Resistenza alla punta caratteristica
$R_{sk} = R_{sm} / \zeta$:	Resistenza laterale caratteristica
$R_{bm} = Q_b$:	Resistenza media alla punta
$R_{sm} = Q_s$:	Resistenza media laterale
W_p :	Peso proprio del palo (alleggerito se in compressione)

SPALLA SA (LATO BOMPORTO) - Condizioni non drenate

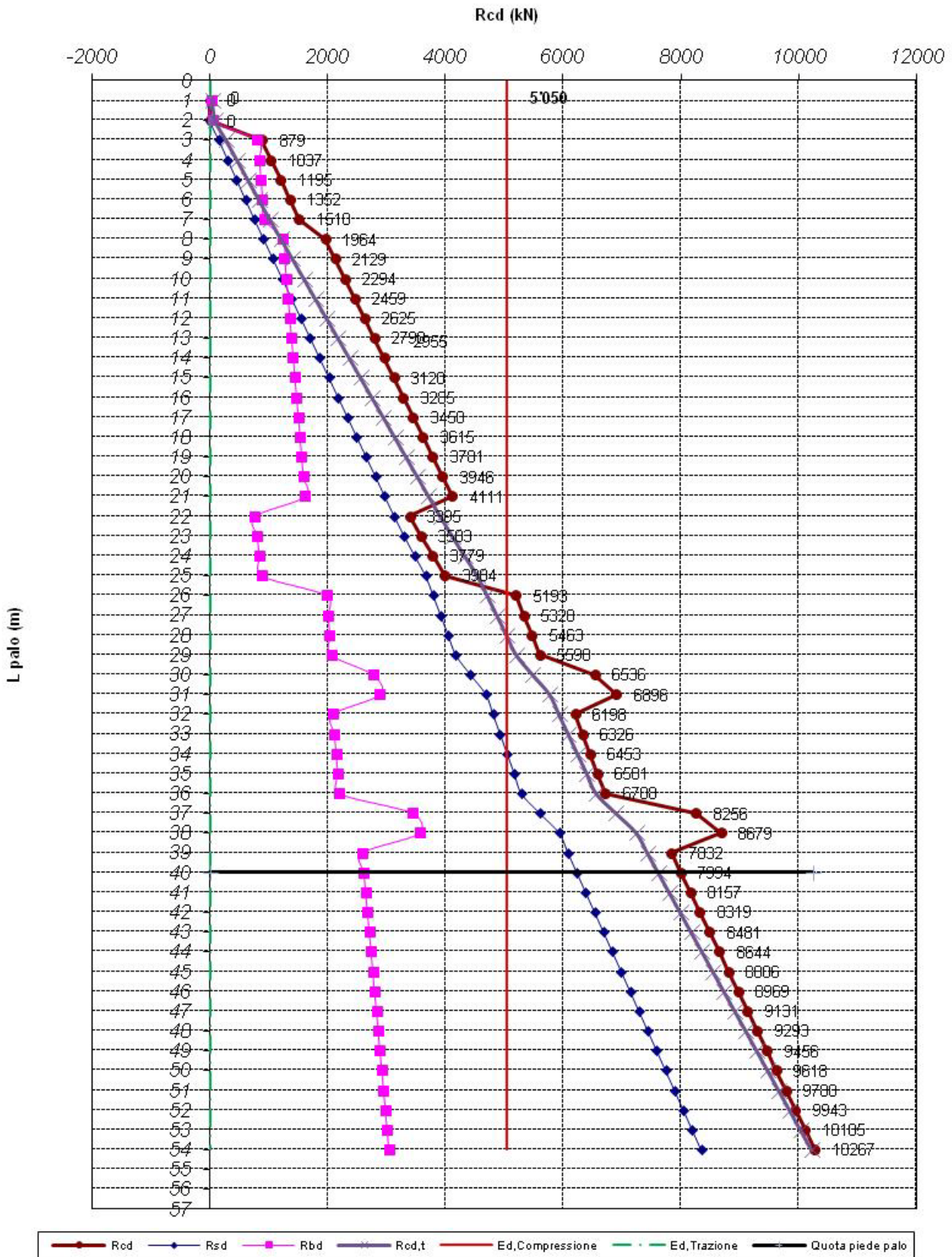
**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
 APP.1 COMB.1 - SLU_STRU (A1-M1-R1)**



**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
 APP.1 COMB.2 - SLU_GEO (A2-M1-R2)**



**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
 APP.1 e 2 COMB. - SLV_SIS (1-M1-R3)**



SPALLA SA (LATO BOMPORTO) - Condizioni drenate

**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
 APP.1 COMB.1 - SLU_STRU (A1-M1-R1)**

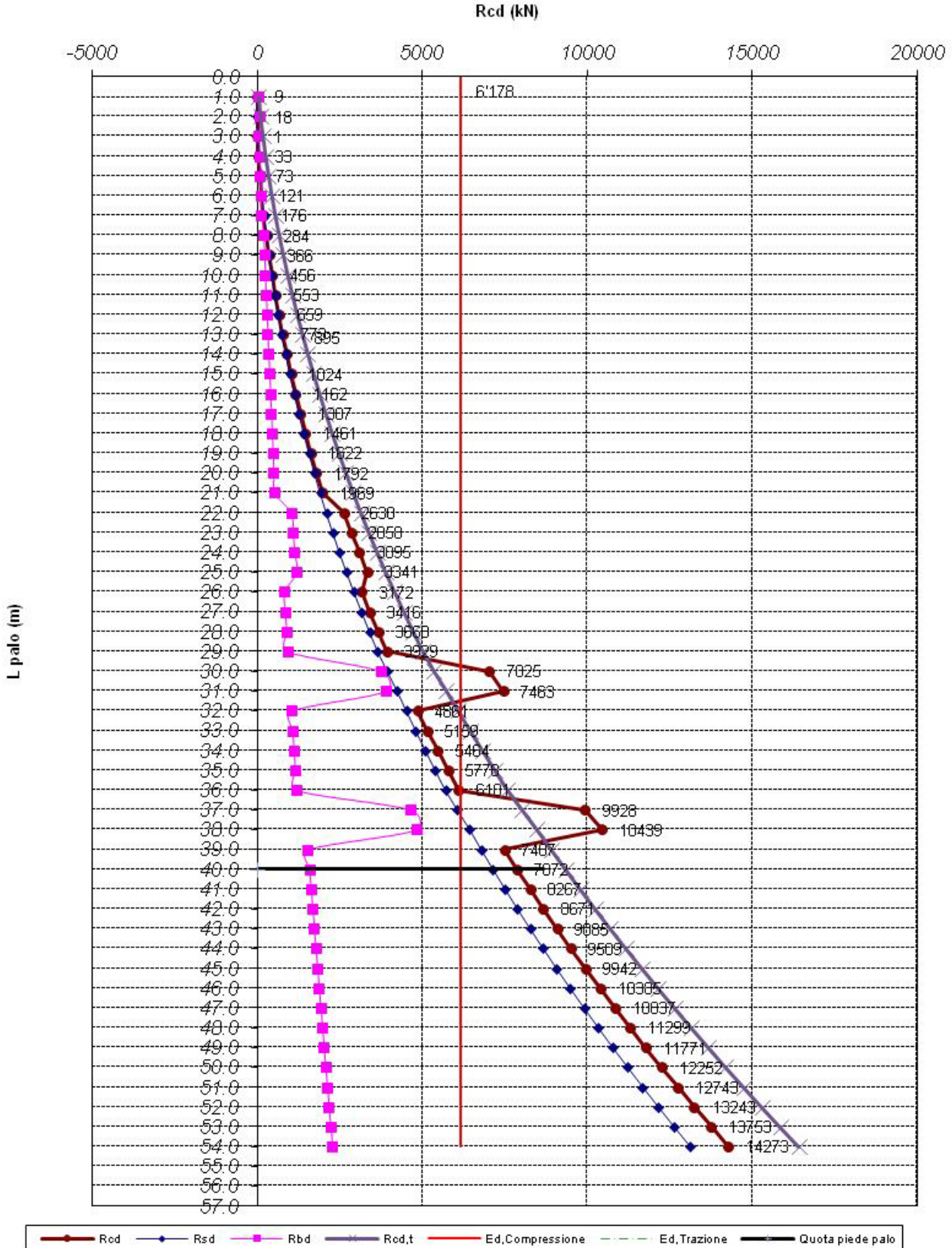
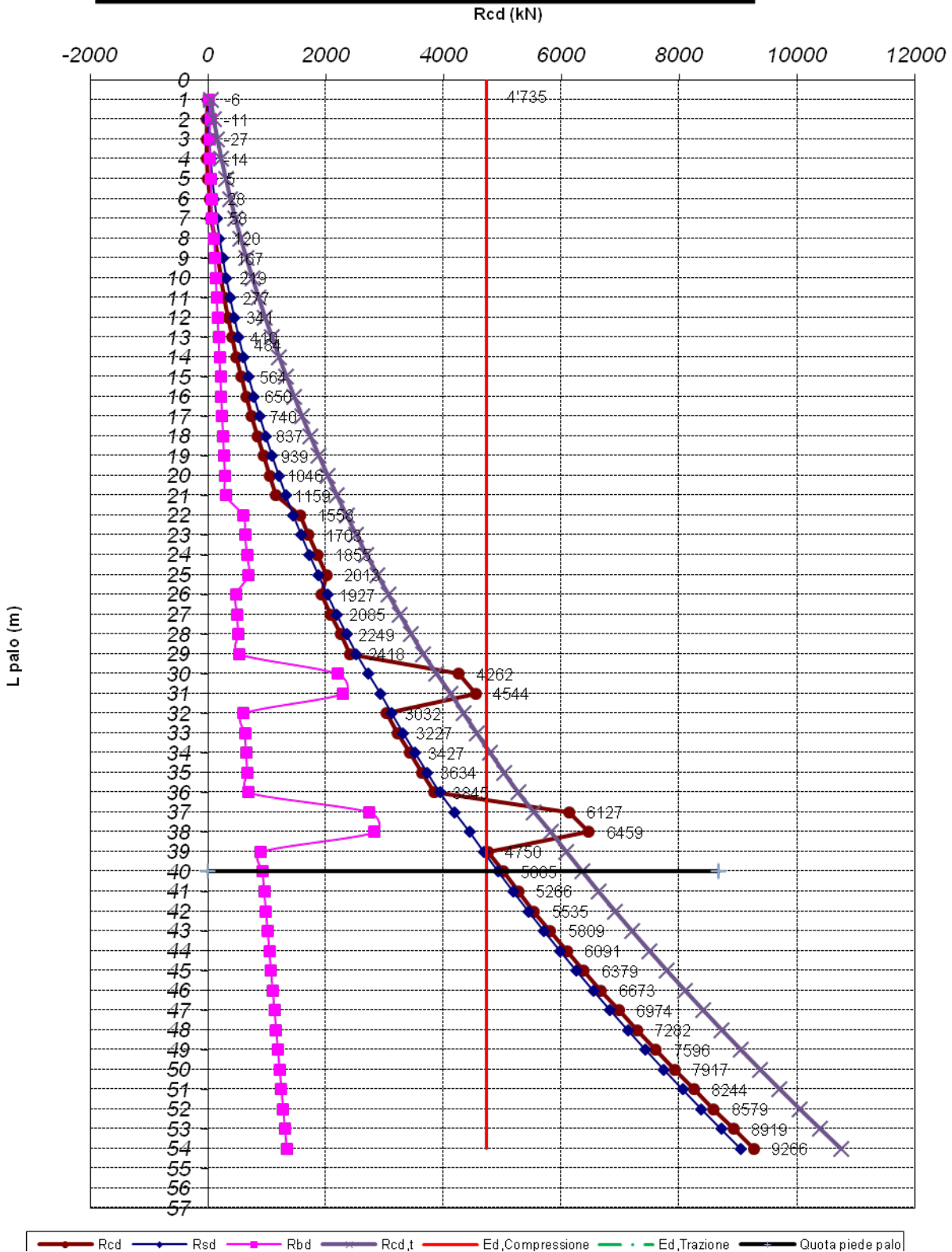
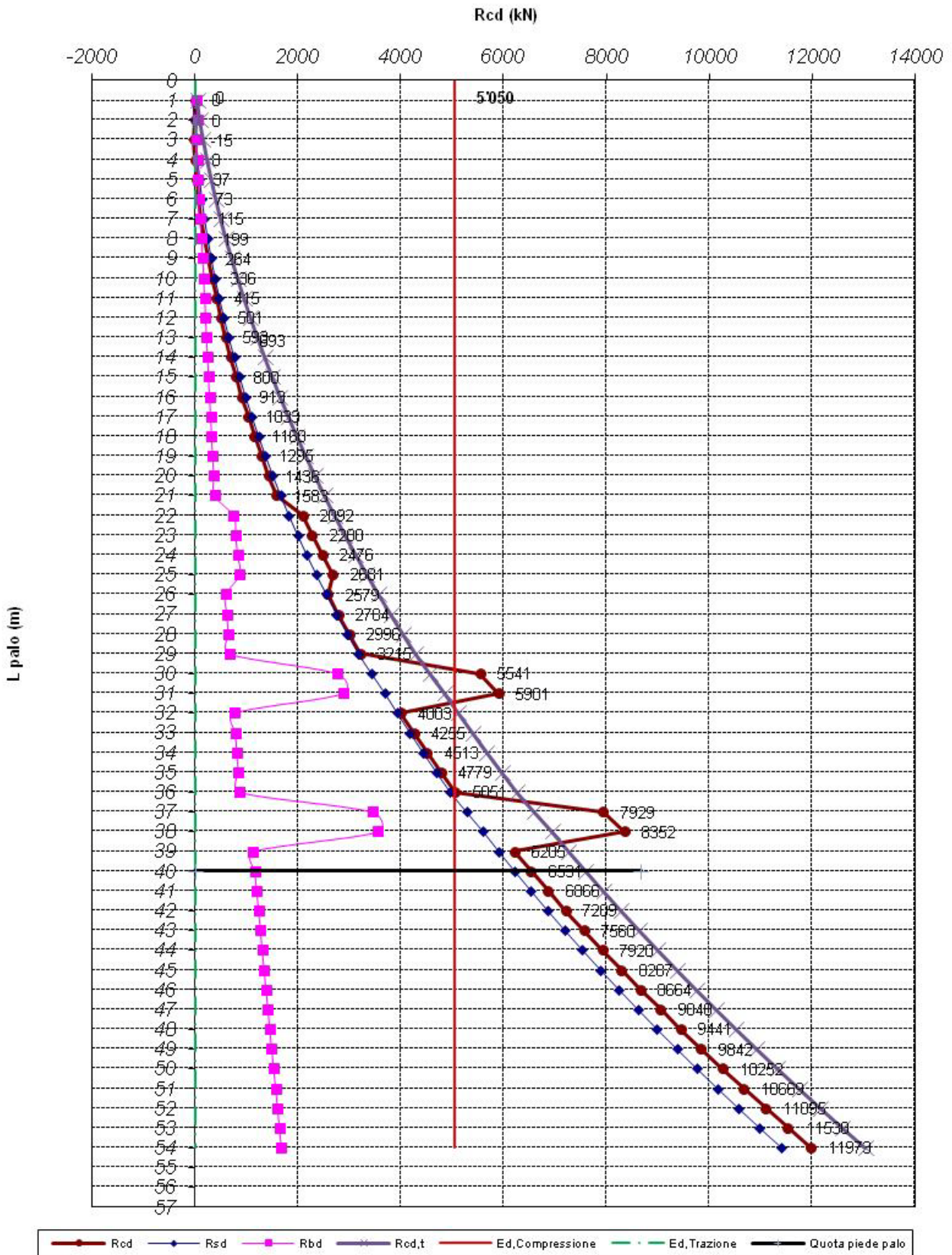


Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
APP.1 COMB.2 - SLU_GEO (A2-M1-R2)

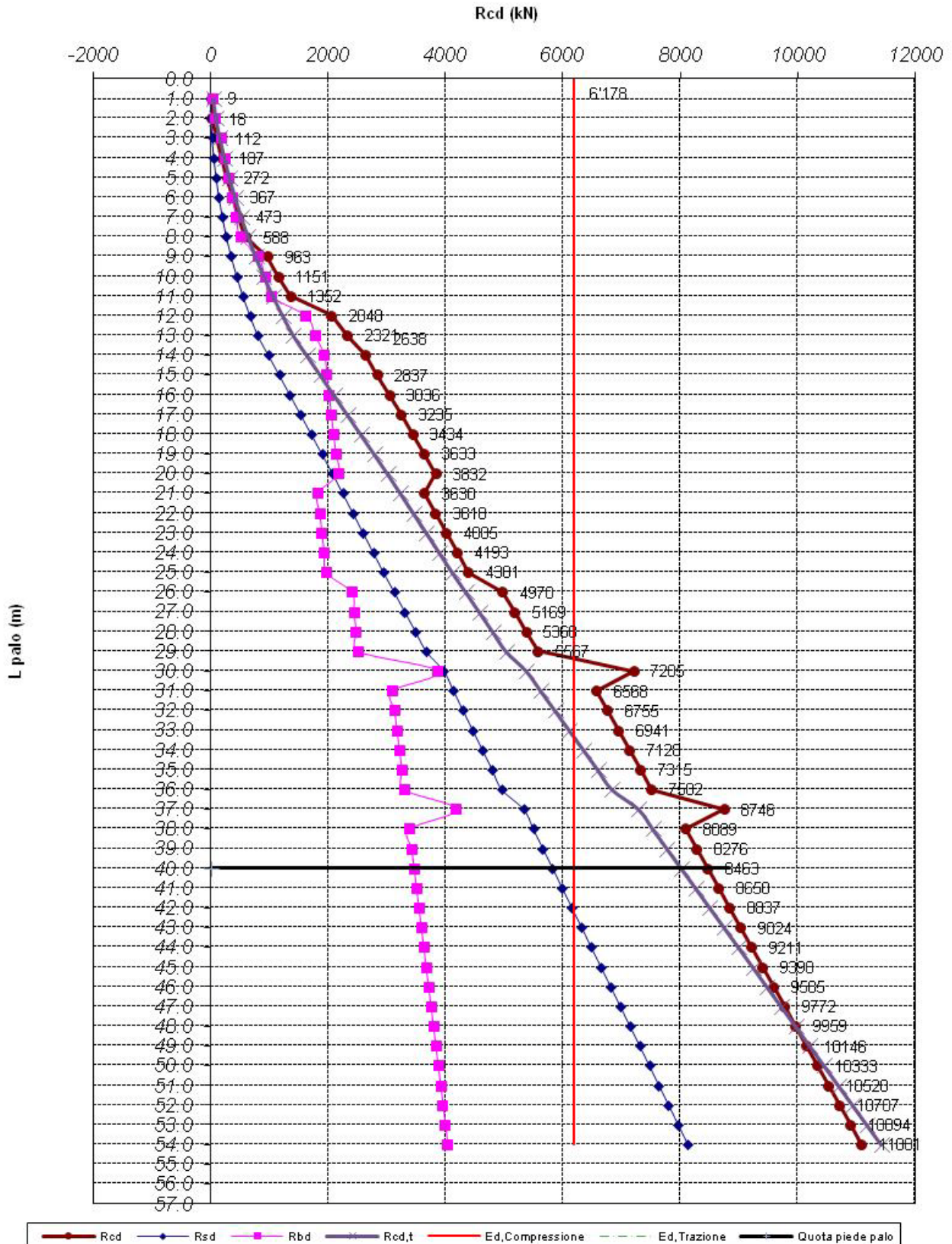


**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
 APP.1 e 2 COMB. - SLV_SIS (1-M1-R3)**

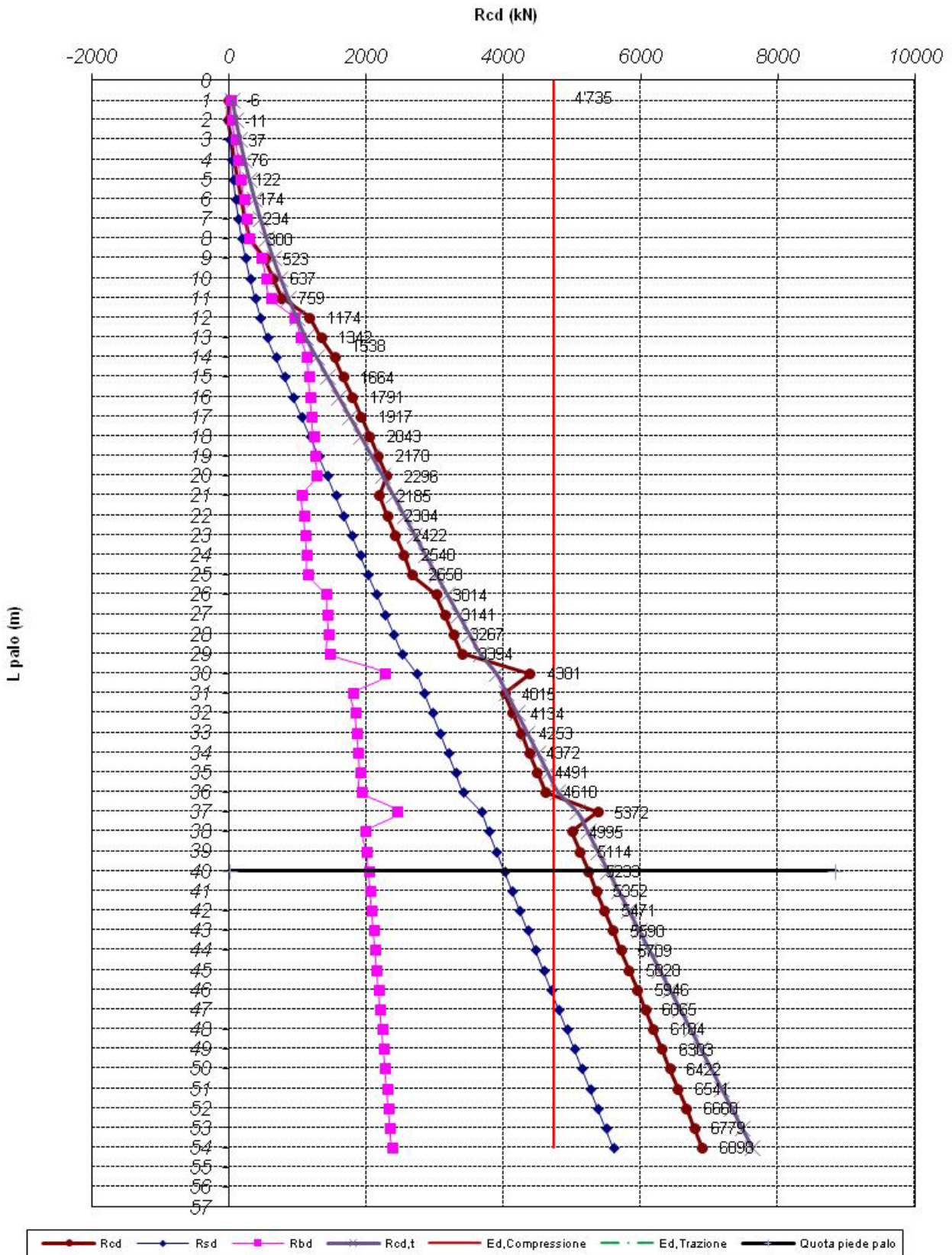


SPALLA SB (LATO RAVARINO) - Condizioni non drenate

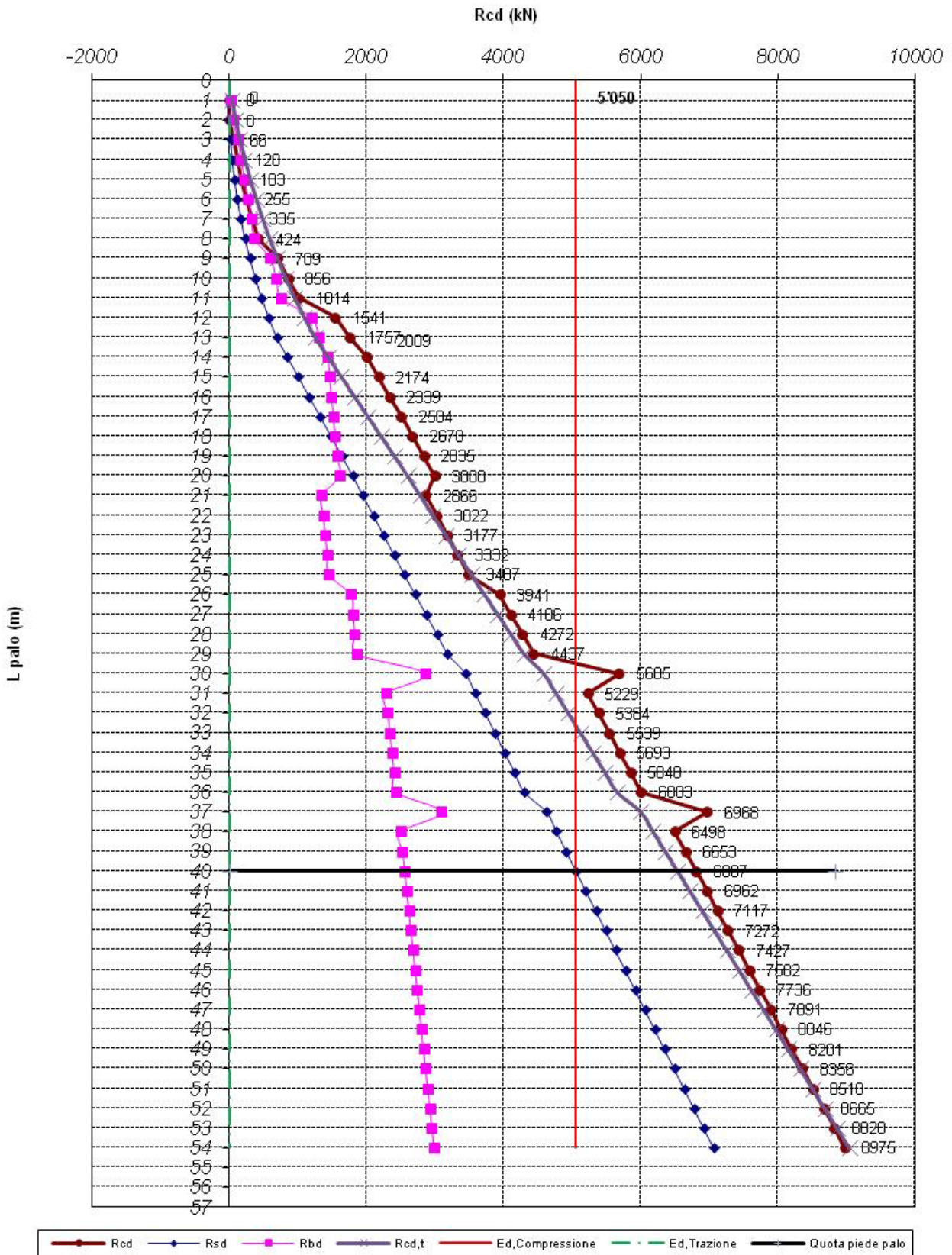
**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
 APP.1 COMB.1 - SLU_STRU (A1-M1-R1)**



**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
 APP.1 COMB.2 - SLU_GEO (A2-M1-R2)**

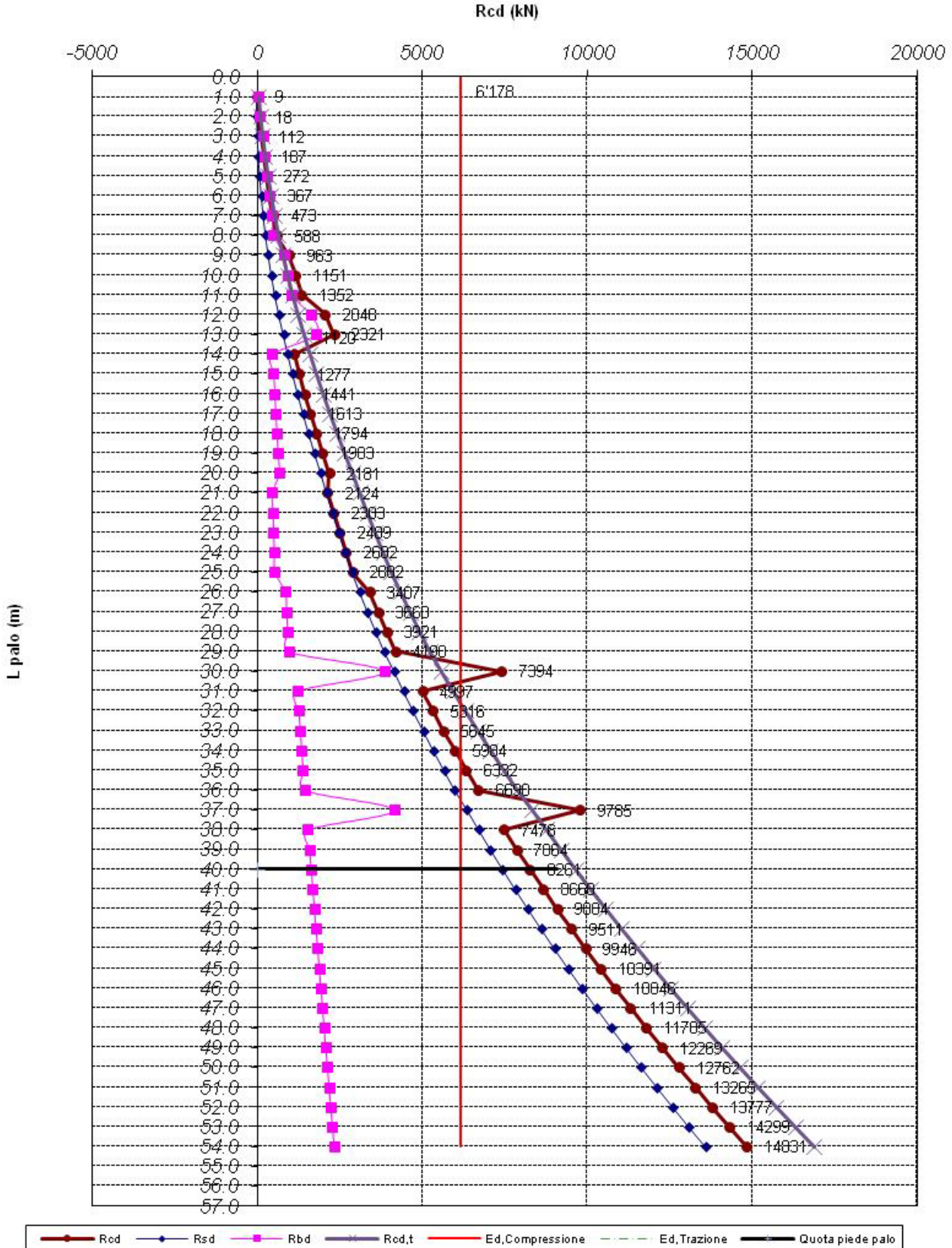


**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
 APP.1 e 2 COMB. - SLV_SIS (1-M1-R3)**

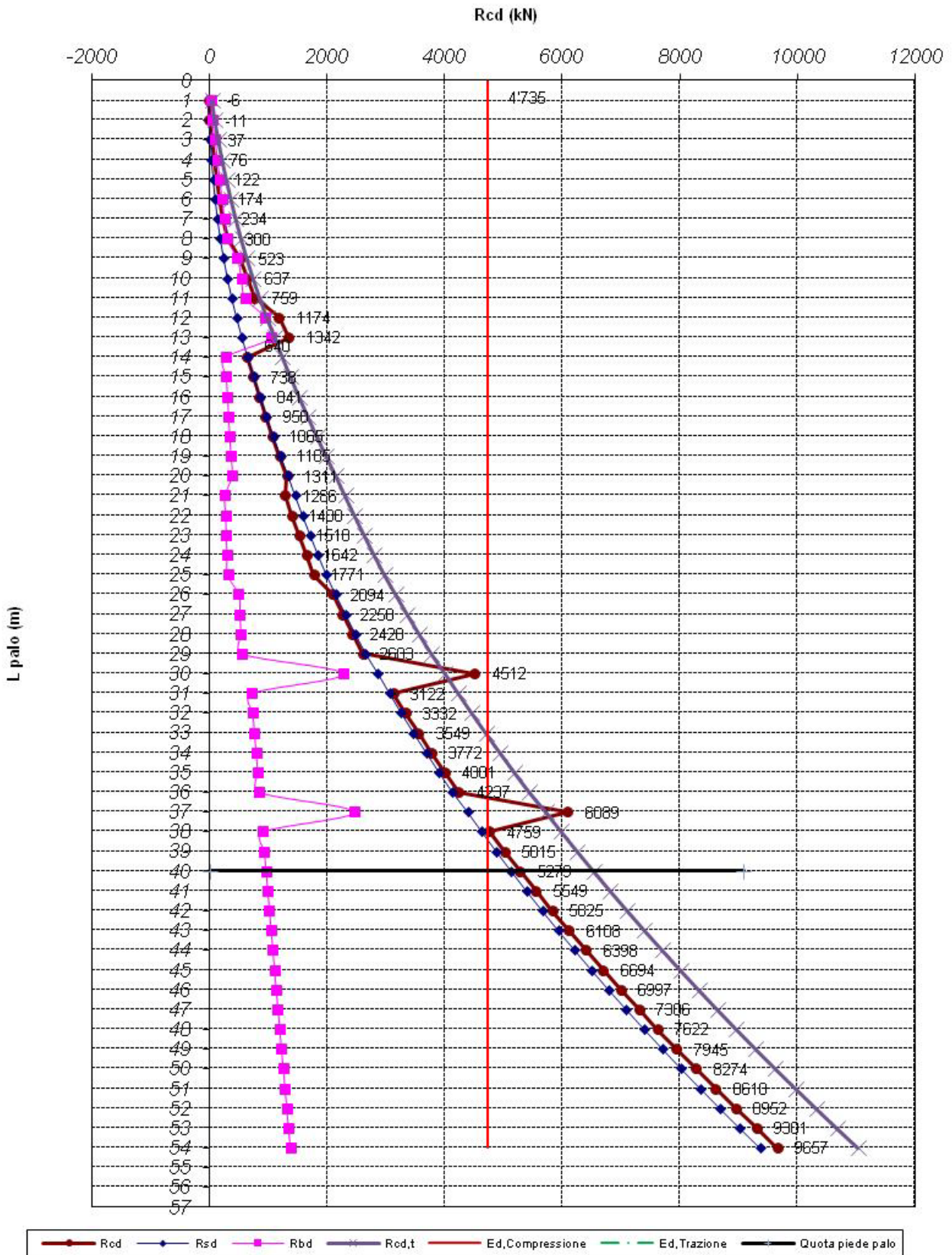


SPALLA SB (LATO RAVARINO) - Condizioni drenate

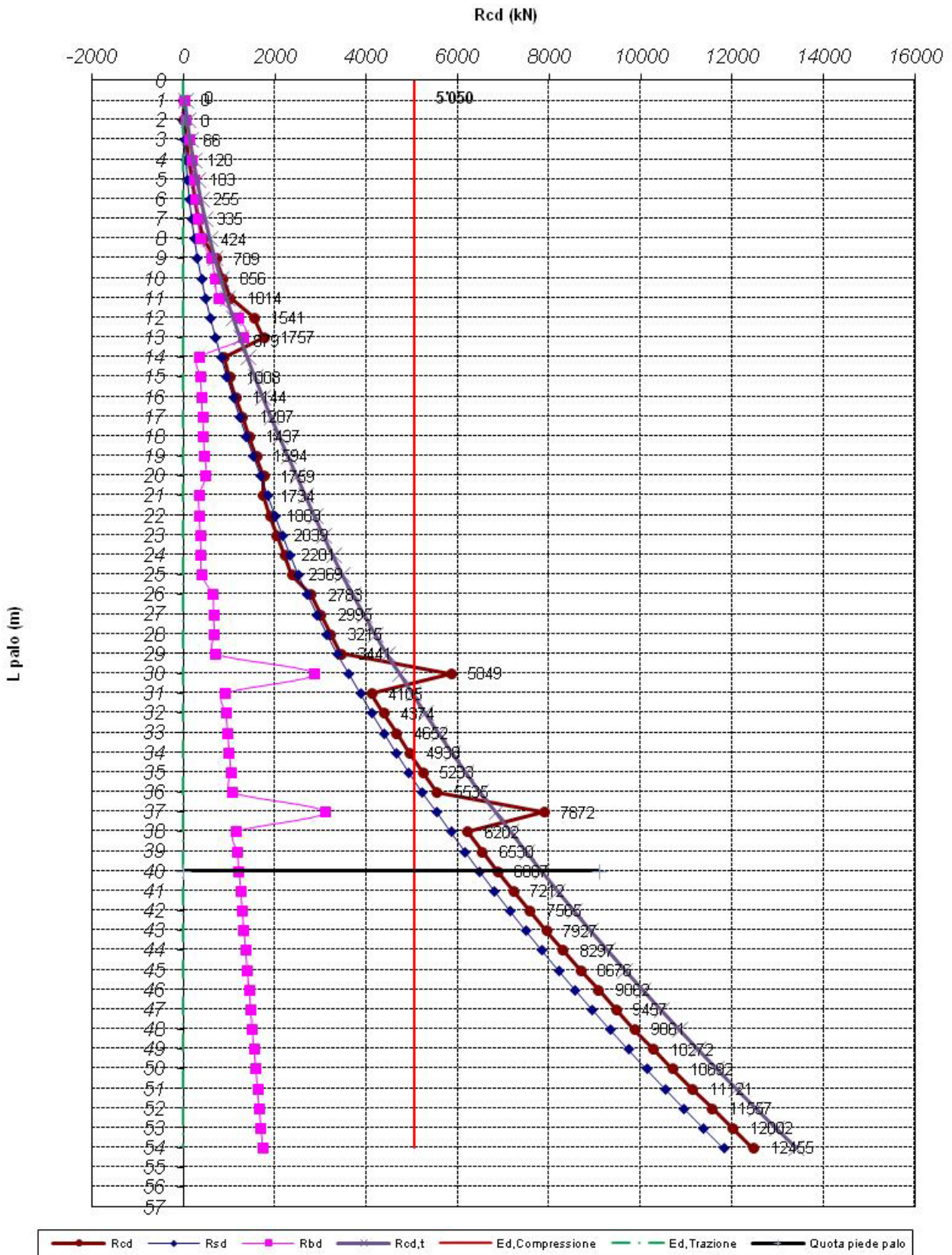
**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
 APP.1 COMB.1 - SLU_STRU (A1-M1-R1)**



**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
 APP.1 COMB.2 - SLU_GEO (A2-M1-R2)**



**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
 APP.1 e 2 COMB. - SLV_SIS (1-M1-R3)**



9.2.6.2 VERIFICHE DI PORTANZA LATERALE

Come descritto nellamodellazione, si sono trascurati i primi 2m di palo essendo una spalla passante; pertanto le sollecitazioni di taglio per la valutazione ella portanza laterale si sono assunta a quota -2.0m, e risultano pari a:

Taglio SLU 2-4m	cond.7 V2max 584.86 277.31	cond.8 V3max 249.39 1.77
M2	-351.45	-574.55
P	-4355.94	-4945.18
M3	343.59	-71.61
V2	584.86	424.28
V3	230.61	249.39
cond	SLU LEGGERA (V)	SLU PESANTE (V)
elem	P3.12	P4.12
dist. dal 1° vert.	0.00	0.00

TAGLIO - QUADRATURA PER SEZ. CIRCOLARI

Vmax (kN)	628.68	Elem. N.P4.12 - Comb: SLU PESANTE (V)
-----------	--------	---------------------------------------

Taglio GEO 2-4m	cond.7 V2max 453.77 229.11	cond.8 V3max 205.90 8.34
M2	-204.89	-345.41
P	-4041.02	-3265.98
M3	17.20	135.41
V2	453.77	383.99
V3	130.89	205.90
cond	SLU GEO LEGGERA T	SLU GEO LEGGERA V
elem	P3.12	P4.12
dist. dal 1° vert.	0.00	0.00

TAGLIO - QUADRATURA PER SEZ. CIRCOLARI

Vmax (kN)	472.28	Elem. N.P4.12 - Comb: SLU GEO LEGGERA V
-----------	--------	---

TaglioSLV 2-4m	cond.7 V2max 1195.19 -786.68	cond.8 V3max 946.92 1.77
M2	-555.57	-1541.80
P	-4835.02	-2761.12
M3	3045.91	387.89
V2	1195.19	334.70
V3	300.24	946.92
cond	SISMAX + 0.3 SISMA Y	SISMAY + 0.3 SISMA X
elem	P3.12	P4.12
dist. dal 1° vert.	0.00	0.00

TAGLIO - QUADRATURA PER SEZ. CIRCOLARI

Vmax (kN)	1232.33	Elem. N.P4.12 - Comb: SISMAY + 0.3 SISMA X
-----------	---------	--

La verifica del carico limite laterale dei pali viene svolta con il metodo di Broms con le ipotesi di palo flessibile incastrato in sommità e terreno coesivo.

Nel caso di palo flessibile il carico ultimo si ottiene per la formazione di cerniere plastiche nel palo. La formula di equilibrio delle azioni da cui ricavare il carico ultimo orizzontale per pali incastrati in sommità è la seguente:

Risulta allora per palo rigido libero in sommità:

$$H_{ult} = \frac{N_{pc} c_u D (L - z_T - z_{crit})^2 / 4}{h + z_{crit} + z_T / 2} \quad (14.107)$$

essendo $z_T = H_{ult} / N_{pc} c_u D$ la profondità della sezione di taglio nullo.

Per palo rigido, incastrato in sommità:

$$H_{ult} = 2 M_{ult} / (L + z_{crit}) \quad (14.108)$$

e per palo flessibile, libero in sommità:

$$H_{ult} = M_{ult} / (z_{crit} + z_T / 2) \quad (14.109)$$

che si raddoppia se il palo è incastrato in sommità.

In cui:

H_{ult} = carico ultimo orizzontale;

M_{ult} = Momento ultimo palo o momento plastico;

gli altri parametri sono descritti nella tabella riassuntivo di verifica

Il carico ultimo orizzontale valutato con la teoria di Broms è il valore di calcolo (R_{cal}). Per il calcolo della resistenza di progetto si segue quanto riportato al paragrafo 6.4.3.1.2 del D.M. 14 Gennaio 2008:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_t}$$

$$R_k = \min \left\{ \frac{(R_{cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

I fattori di correlazione ζ che dipendono dal numero di verticali indagate e i coefficienti parziali γ_t sono quelli contenuti nelle tabelle 6.4.IV e 6.4.VI del D.M. 14 Gennaio 2008 di seguito riportate.

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

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

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)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Per il calcolo della resistenza laterale caratteristica si assume a favore di sicurezza il coefficiente ζ_3 corrispondente a 7 verticali indagate (1.45).

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo della sezione in testa al palo e le verifiche di portanza laterale sia per gli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1 e Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R2) sia nei confronti delle Azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R3).

Calcolo del Momento Ultimo:

Il momento ultimo utilizzato è il momento plastico.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window title is 'Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali_D2000'. The menu bar includes 'File', 'Materiali', 'Opzioni', 'Visualizza', 'Progetto Sez. Rett.', 'Sismica', and 'Normativa: NTC 2008'. The 'Titolo' field is set to 'Momento ultimo'. The 'Sezione circolare cava' section contains the following input fields: Raggio esterno (100 cm), Raggio interno (0 cm), N° barre uguali (40), Diametro barre (2.6 cm), and Copriferro (baric.) (10 cm). The 'Sollecitazioni' section shows 'S.L.U.' selected and 'Metodo n' chosen. The 'P.to applicazione N' section has 'Centro' selected. The 'Materiali' section shows 'B450C' and 'C25/30' selected. The 'Metodo di calcolo' section has 'S.L.U.+' and 'Metodo n' selected. The 'Tipo flessione' section has 'Retta' selected. The 'Vertici' field is set to 52 and 'N° rett.' to 100. The 'Calcola MRd' and 'Dominio M-N' buttons are visible. The 'Precompresso' checkbox is unchecked. The 'Sezio...' window shows a cross-section diagram of a circular hollow section with a red shaded area representing the reinforcement.

Materials:

Property	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	450 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd} 32.9
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
ϵ_{syd}	2.25 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co} 0.6
		τ_{c1} 1.829

Design Parameters:

M	8 156 kN m
σ_c	-32.9 N/mm ²
σ_s	450 N/mm ²
ϵ_c	3.5 ‰
ϵ_s	21.52 ‰
d	190 cm
x	26.57
x/d	0.1399
δ	0.7148

Verifica agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1)

Terreno Coesivo e palo flessibile		
Coesione drenata	$c_u =$	50.0 kPa
Coefficiente GEO	$\gamma_{M1} =$	1.0
Coesine non drenata	$c'_k =$	50.0 kPa
Altezza fuori terra	$h =$	2.00 m
Peso specifico terreno	$\gamma_{ter} =$	19.0 kN/mc
Diametro del palo	$D =$	2.00 m
Lunghezza del palo	$L =$	40.0 m
Profondità critica teoria di Broms	$z_{crit} =$	3.00 m
Profondità taglio ultimo teoria di Broms	$z_\gamma =$	2.83 m
Coefficiente portanza laterale (6.4.3.1.2 DM)	$R =$	1.00
Coeff. ζ n° verticali indagate (6.4.3.1.1 DM)	$\xi =$	1.45
Coeff. Riduttivo portanza	$R*\xi =$	1.45
Momento ultimo sezione palo	$M_{ult} =$	8'156.00 kNm
Sezione incastrata in sommità		
Momento ultimo teoria di Broms	$M_{max} =$	8'156.00 kNm
Taglio ultimo	$H_{ult} =$	2'543.55 kN
Profondità taglio ultimo teoria di Broms	$z_\gamma =$	2.83 m
Taglio ultimo fattorizzato	$H_{ult,d} =$	1754.17 kN
Taglio di calcolo in testa al palo	$V_{Ed} =$	630.00 kN
VERIFICA SODDISFATTA		

Verifica agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R3)

Terreno Coesivo e palo flessibile		
Coesione drenata	$c_u =$	50.0 kPa
Coefficiente GEO	$\gamma_{M1} =$	1.0
Coesine non drenata	$c'_k =$	50.0 kPa
Altezza fuori terra	$h =$	2.00 m
Peso specifico terreno	$\gamma_{ter} =$	19.0 kN/mc
Diametro del palo	$D =$	2.00 m
Lunghezza del palo	$L =$	40.0 m
Profondità critica teoria di Broms	$z_{crit} =$	3.00 m
Profondità taglio ultimo teoria di Broms	$z_\gamma =$	2.83 m
Coefficiente portanza laterale (6.4.3.1.2 DM)	$R =$	1.60
Coeff. ζ n° verticali indagate (6.4.3.1.1 DM)	$\xi =$	1.45
Coeff. Riduttivo portanza	$R*\xi =$	2.32
Momento ultimo sezione palo	$M_{ult} =$	8'156.00 kNm
Sezione incastrata in sommità		
Momento ultimo teoria di Broms	$M_{max} =$	8'156.00 kNm
Taglio ultimo	$H_{ult} =$	2'543.55 kN
Profondità taglio ultimo teoria di Broms	$z_\gamma =$	2.83 m
Taglio ultimo fattorizzato	$H_{ult,d} =$	1096.36 kN
Taglio di calcolo in testa al palo	$V_{Ed} =$	475.00 kN
VERIFICA SODDISFATTA		

Verifica Azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R3)

Terreno Coesivo e palo flessibile		
Coesione drenata	$c_u =$	50.0 kPa
Coefficiente GEO	$\gamma_{M1} =$	1.0
Coesine non drenata	$c'_k =$	50.0 kPa
Altezza fuori terra	$h =$	2.00 m
Peso specifico terreno	$\gamma_{ter} =$	19.0 kN/mc
Diametro del palo	$D =$	2.00 m
Lunghezza del palo	$L =$	40.0 m
Profondità critica teoria di Broms	$z_{crit} =$	3.00 m
Profondità taglio ultimo teoria di Broms	$z_\gamma =$	2.83 m
Coefficiente portanza laterale (6.4.3.1.2 DM)	$R =$	1.30
Coeff. ζ n° verticali indagate (6.4.3.1.1 DM)	$\xi =$	1.45
Coeff. Riduttivo portanza	$R \cdot \xi =$	1.89
Momento ultimo sezione palo	$M_{ult} =$	8'156.00 kNm
Sezione incastrata in sommità		
Momento ultimo teoria di Broms	$M_{max} =$	8'156.00 kNm
Taglio ultimo	$H_{ult} =$	2'543.55 kN
Profondità taglio ultimo teoria di Broms	$z_\gamma =$	2.83 m
Taglio ultimo fattorizzato	$H_{ult,d} =$	1349.36 kN
Taglio di calcolo in testa al palo	$V_{Ed} =$	1235.00 kN
VERIFICA SODDISFATTA		

9.2.6.3 CALCOLO CEDIMENTI PALI

Il calcolo dei cedimenti è eseguito con il metodo degli elementi finiti. Determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in 100 elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione

trasversale del palo e lunghezza pari ad l_e . Sono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidezza opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la tensione tangenziale in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo-terreno. Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso.

La rigidezza della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da:

$$R_i = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \tan \delta) \pi D l_e}{\Delta Y}$$

In questa espressione c_a è l'aderenza palo terreno, σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z , δ è l'angolo d'attrito palo terreno, K_s è il coefficiente di spinta e D è il diametro del palo.

Indicando con Q_p la portanza alla punta del palo, la rigidezza della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y}$$

Il processo di soluzione è, naturalmente, di tipo iterativo: a partire da un carico iniziale N_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tenere conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno ΔN e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

Stato limite di esercizio:

Carico massimo per combinazione Rara: $N = 4565 \text{ kN}$

Cedimento verticale palo: $w = 0.2 \text{ cm}$

Diagramma carico cedimento verticale

