

Provincia di Cuneo
S.S. 28 del Colle di Nava
Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con collegamento alla S.S. 28 Dir – 564 e al casello A6 "Torino–Savona" – III Lotto (Variante di Mondovì)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. T008

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	MANDATARIA: 	MANDANTI:  POLITECNICA BUILDING FOR HUMANS	MATILDI+PARTNERS
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	IL PROGETTISTA: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi Bologna–n.A6457</i>		
IL GEOLOGO: <i>Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL Ordine Geologi Veneto n. A501</i>	GRUPPO DI PROGETTAZIONE: COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E PROGETTAZIONE STRADALE: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. 6457/A</i> COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E COORDINATORE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE: <i>Ing. Edoardo Piccoli – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A3381</i>		
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Ing. Paolo Barrasso – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A9513</i>	OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIA: <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i> OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTI E MINORI: <i>Ing. Stefano Isani – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A4550</i>		
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. Giuseppe Danilo Malgeri</i>	GEOTECNICA: <i>Ing. Alessandro Rizzo – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A19598</i> IDROLOGIA ED IDRAULICA: <i>Ing. Simone Venturini – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2515</i>		
PROTOCOLLO:	DATA:		

10 – OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI E PONTI
10.1 – Viadotto Ellero
Relazione di calcolo – Sottostrutture

CODICE PROGETTO <input type="text" value="DPT00008D16"/>		NOME FILE 10.02_P00_VI01_STR_RE02_B		PROGR. ELAB. 10.02	REV.	SCALA:
		CODICE ELAB. <input type="text" value="P00VI01STRRE02"/>		<input type="text" value="B"/>	/	
D						
C						
B	<i>Istruttoria ANAS</i>	<i>Maggio 2020</i>	<i>Matildi+Partners</i>	<i>Barrasso</i>	<i>Isani</i>	<i>Matildi</i>
A	<i>EMISSIONE</i>	<i>Marzo 2020</i>	<i>Matildi+Partners</i>	<i>Barrasso</i>	<i>Isani</i>	<i>Matildi</i>
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	1
2	DESCRIZIONE DELLE SOTTOSTRUTTURE	3
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
4	MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO.....	7
5	UNITA' DI MISURA	12
6	CODICI DI CALCOLO E MODELLI DI CALCOLO	12
6.1	MIDAS®	12
6.2	VcaSlu.....	12
6.3	Modelli di calcolo.....	13
7	AZIONI E CARICHI DI PROGETTO	15
7.1	Peso proprio.....	15
7.2	Azioni trasmesse dall'impalcato	15
7.3	Spinta idraulica	18
7.4	Spinta delle terre	18
7.5	Carichi mobili	19
7.6	Sovraccarico accidentale da traffico.....	20
7.7	Azioni di frenamento	22
7.8	Azione del vento (q_5).....	23
7.9	Azione del sisma	25
7.10	Resistenze parassita dei vincoli	26
8	ANALISI DELLA SPALLA A.....	27
8.1	Analisi dei carichi	27
8.2	Combinazioni dei carichi.....	41
8.3	Caratteristiche della sollecitazione	42
8.4	Verifiche	46
8.4.1	Platea di fondazione	47

8.4.2	Muro frontale	52
8.4.3	Paragliaia	54
8.4.4	Soletta superiore dello scatolare.....	59
8.4.5	Muro posteriore dello scatolare.....	62
8.4.6	Muri andatori.....	66
9	ANALISI DELLE PILE	70
9.1	Caratteristiche delle sollecitazioni.....	70
9.1.1	Pila 1	71
9.1.2	Pila 2	74
9.1.3	Pila 3	78
9.2	Verifiche.....	81
9.2.1	Verifiche del pulvino.....	81
9.2.2	Verifiche fusto pila.....	83
10	ANALISI DELLA SPALLA B	95
10.1	Analisi dei carichi	95
10.2	Combinazioni dei carichi.....	99
10.3	Risultati	100
10.4	Verifiche.....	102
10.4.1	Platea di fondazione	103
10.4.2	Muro frontale	106
10.4.3	Paragliaia	109
10.4.4	Muri andatori.....	114
11	BAGGIOLI	121
11.1	Spalla SB – appoggio unidirezionale longitudinale	121
11.2	Pila P2 – isolatore in gomma armata.....	123
12	TIPOLOGIE FONDAZIONI PROFONDE	126
13	TECNOLOGIA ESECUTIVA PALI	128
14	VALUTAZIONE DELLA PORTANZA PALI	131
14.1	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI A CARICHI VERTICALI.....	132
14.1.1	Determinazione della resistenza di progetto a compressione.....	132
14.1.2	Terreni stratificati	137
14.2	CARICO LIMITE NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI.....	138

14.3	DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE	140
14.3.1	Spalla 1.....	140
14.3.2	Pila 1	142
14.3.3	Pila 2	145
14.3.4	Pila 3	150
14.3.5	Spalla 2.....	154
15	PALI ISOLATI SOTTOPOSTI A CARICHI VERTICALI E TRASVERSALI	157
15.1	METODOLOGIA DI CALCOLO.....	157
15.2	CARATTERISTICA DELLA PALIFICATA.....	160
15.2.1	Comportamento dei pali a carichi verticali.....	160
15.2.2	Comportamento dei pali a carichi trasversali.....	160
15.3	DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA	162
15.3.1	Interazione orizzontale pali in gruppo per Pile 1, 2 e 3	164
15.4	SPALLA 1.....	166
15.4.1	Azioni agenti sulle palificate	166
15.4.2	Risultati delle analisi	167
15.5	PILA 1	168
15.5.1	Azioni agenti sulle palificate	168
15.5.2	Risultati delle analisi	168
15.6	PILA 2	169
15.6.1	Azioni agenti sulle palificate	169
15.6.2	Risultati delle analisi	171
15.7	PILA 3	172
15.7.1	Azioni agenti sulle palificate	172
15.7.2	Risultati delle analisi	173
15.8	SPALLA 2.....	174
15.8.1	Azioni agenti sulle palificate	174
15.8.2	Risultati delle analisi	175
15.9	LUNGHEZZA PALI.....	176
16	VERIFICHE STRUTTURALI PALI	177
16.1	SPALLA 1.....	177
16.2	PILA 1	181
16.3	PILA 2	185
16.4	PILA 3	188

16.5	SPALLA 2.....	192
17	CARICO LIMITE TRASVERSALE.....	197
17.1	SPALLA 1.....	197
17.2	SPALLA 2.....	198
18	CEDIMENTO PALI DI FONDAZIONE.....	200
18.1	CEDIMENTI PALI SINGOLI E GRUPPO	200
18.1.1	PILA 1	202
19	STABILITA' SCAVI PROVVISORIALI	205

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo ha come oggetto l'analisi e le verifiche delle spalle e delle pile del viadotto Ellero facente parte della nuova tangenziale di Mondovì (Cuneo), che rientra nel piano di riordino del sistema viario del Piemonte Sud Occidentale. Sviluppata interamente nel territorio comunale di Mondovì drena il flusso di traffico proveniente dal quadrante Sud-Est collegando la S.S. 28, la S.P. 5 e la S.S. 564 con l'Autostrada A6 Torino-Savona presso lo svincolo di Mondovì.

Il viadotto Ellero scavalca l'omonimo fiume in corrispondenza della progressiva 0+735,6 km dell'asse principale, essendo l'esordio delle progressive previsto in corrispondenza del termine del lotto 2 già eseguito.

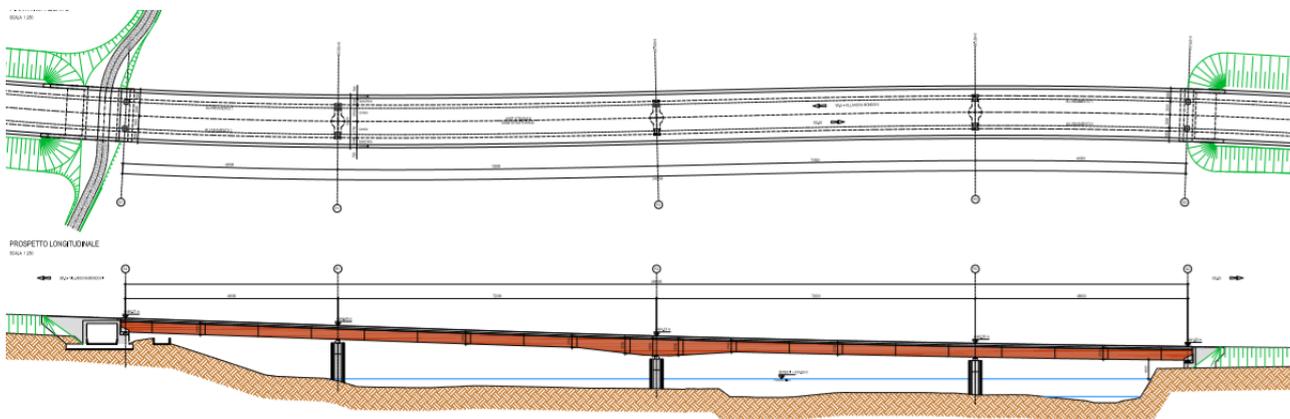


Figura 1: Viadotto Ellero. Profilo e pianta.

L'opera in oggetto è costituita complessivamente da quattro campate con la seguente scansione di luci 48 m + 72 m + 72 m + 48 m per una lunghezza complessiva di 240 m, al netto dei retrotrave, con schema statico a trave continua. La sezione trasversale conforme al progetto dell'intervento prevede una sede stradale costituita da due corsie di larghezza pari a 3.75 m, completate da banchine di larghezza pari a 1.50 m e cordoli che ospitano i guard-rail di larghezza pari a 0.75 m; pertanto la sezione trasversale ha una larghezza complessiva pari a 12.00 m

Lo sviluppo planimetrico dell'impalcato è caratterizzato da una doppia curvatura in clotoide di flesso tra due curve con raggio di 700 m e 1100 m; sulla spalla Sp1 la pendenza longitudinale è del 3.49% che si riduce lungo lo sviluppo per l'inserimento di un raccordo altimetrico concavo con raggio di 7000 m.

L'impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo è realizzato con due travi in acciaio auto-protetto tipo Corten in acciaio S355, di sezione a doppio T con anima verticale, trasversalmente connesse da diaframmi reticolari di campata (disposti ad interasse tipico di 6m), mentre in corrispondenza delle spalle e delle pile sono presenti diaframmi ad anima piena con sezione a doppio T e dotati di passo d'uomo.

L'impalcato è completato da una soletta gettata in c.a., gettata su lastre metalliche tralicciate (poggianti sulle ali delle travi in acciaio e ad esse collegate da saldature a cordone d'angolo) di spessore pari a 5 mm, dei quali

1 mm sacrificale non considerato nel calcolo per garantire una durabilità intrinseca conforme alla vita utile dell'opera. La soletta è resa collaborante con le travi mediante piolatura di collegamento (pioli Nelson) per uno spessore complessivo di 30 cm. Sulla soletta è posata la guaina di impermeabilizzazione e su questa gli strati di pavimentazione (binder e usura, per uno spessore complessivo di 12 cm).

Le travi in acciaio hanno altezza costante pari a 2.70 m ad eccezione dei conci a cavallo della pila 2 dove, in corrispondenza delle luci maggiori, hanno un'altezza variabile da 2.70m a 4.00m.

All'intradosso delle travi è disposta un'orditura reticolare di controventamento in acciaio che consente il corretto comportamento della sezione a torsione. Lo schema statico è, pertanto, a cassone equivalente secondo la teoria di Bredt.

Il sistema di vincolamento risponde adeguatamente alle azioni verticali ed orizzontali consentendo al contempo le dilatazioni termiche sia in condizioni statiche che sismiche.

In corrispondenza delle pile sono previsti dispositivi isolatori elastomerici, mentre sulle spalle sono presenti un dispositivo di appoggio multidirezionali ed un dispositivo di appoggio unidirezionale longitudinale orientati secondo lo sviluppo delle travi. Questa scelta preclude il rischio di movimenti trasversali dei giunti incrementando la vita utile.

Si ha quindi che le azioni trasversali sono ripartite fra spalle e pile, mentre le sollecitazioni longitudinali insistono solo sulle pile con un comportamento, in ogni caso, tale da contenere l'entità delle pur ridotte azioni sismiche.

La spalla A del viadotto Ellero è posta al margine del pianoro ivi presente che ospita il canale Carassone di irrigazione e produzione di energia elettrica; al suo margine di monte è sita una strada di manutenzione che viene spostata localmente a tergo della spalla stessa, passando all'interno di uno scatolare con luce di 7m e altezza di 4,5 m posto senza soluzione di continuo col muro frontale della struttura.

Così configurata la spalla A ha una altezza media di 5,35 m al filo superiore del paraghiaia e una lunghezza del plinto di fondazione di circa 15 m. per garantire il contenimento del terreno lasciando libero il passaggio a tergo sono presenti due orecchie lunghe 7 m.

La spalla B, di esecuzione ordinaria, ha una altezza media di 5,8 m e una lunghezza del plinto di fondazione di 8 m.

In entrambi i casi sono presenti due velette laterali di protezione dei vincoli.

Le fondazioni sono profonde e poggiano su pali trivellati rivestiti a tutta altezza con diametro 880 mm e lunghezza di 18 m (SB) e 24m (SA), 16 per la spalla A e 12 per la spalla B collegati alla elevazione con una platea di spessore pari a 1,2 m.

Le pile, in numero di tre, sono state studiate con una sezione circolare con diametro di 3 m, in grado di minimizzare l'interferenza idraulica, e hanno una altezza massima dei fusti di poco minore a 10 m.

La coppia di travi metalliche portanti, con un interasse di 6 m, poggia su un pulvino prismatico lungo 8 m largo 1,5 m e con spessore massimo di 2,5 m.

Le fondazioni profonde, intestate su 24 pali trivellati rivestiti a tutta altezza con diametro 880 mm e lunghezza di 22 m, hanno forma circolare con diametro di 7,6 m.

2 DESCRIZIONE DELLE SOTTOSTRUTTURE

Di seguito di riportano in forma grafica la descrizione delle singole sottostrutture.

Le spalle SA e SB sono fondate su pali e dotate di muri andatori laterali; in particolare la spalla A include un sottopasso scatolare retrostante.

Spalla A

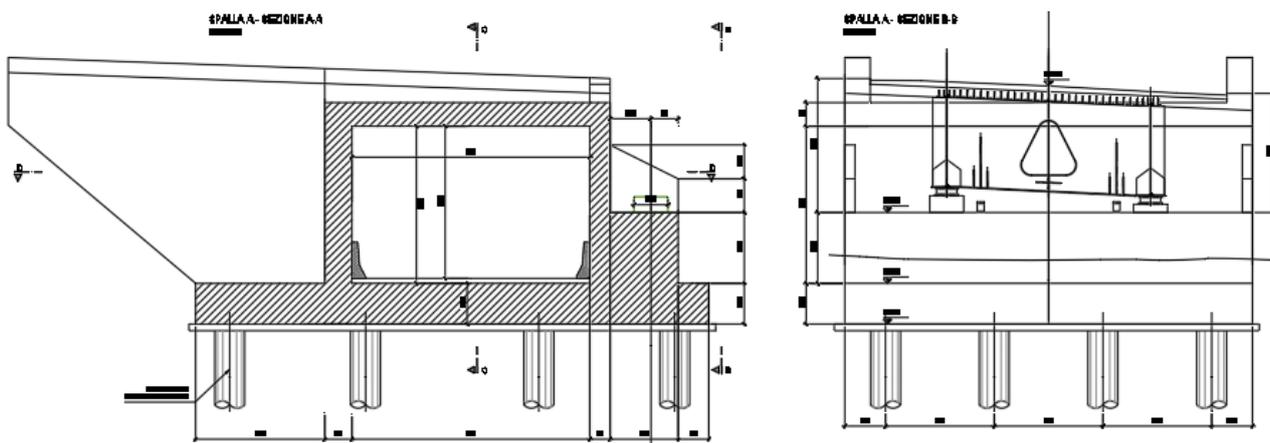


Figura 2: Sezioni longitudinale e trasversale, spalla A

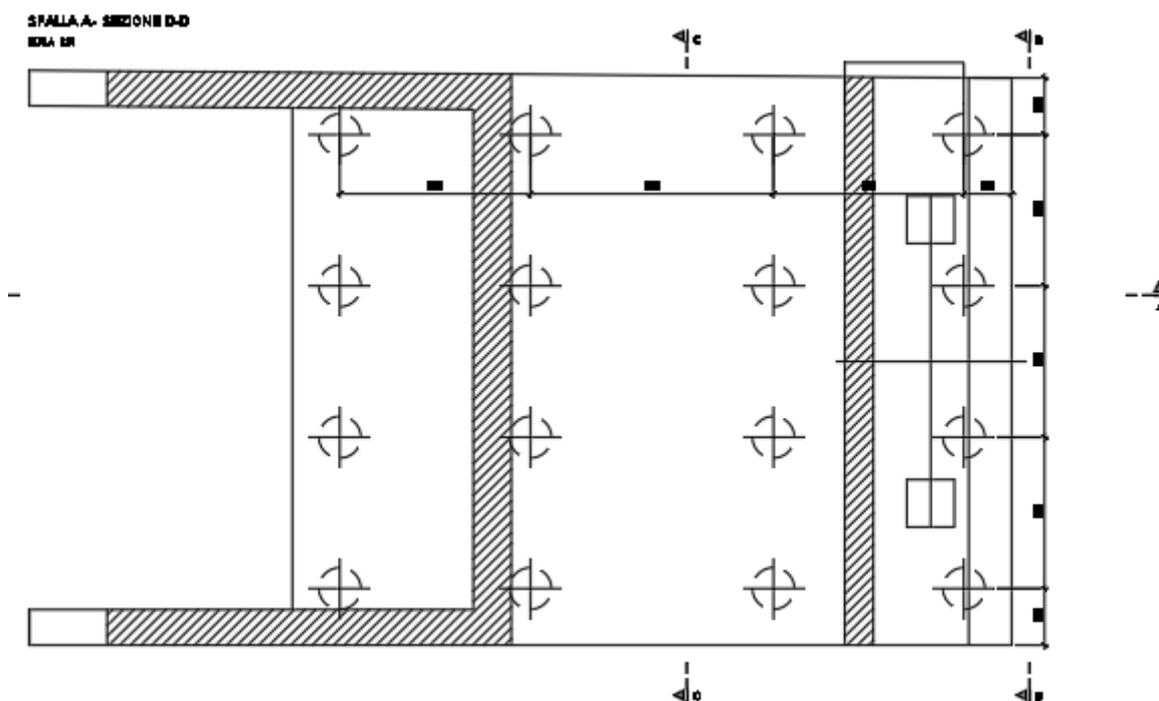


Figura 3: Pianta spalla A

Spalla B

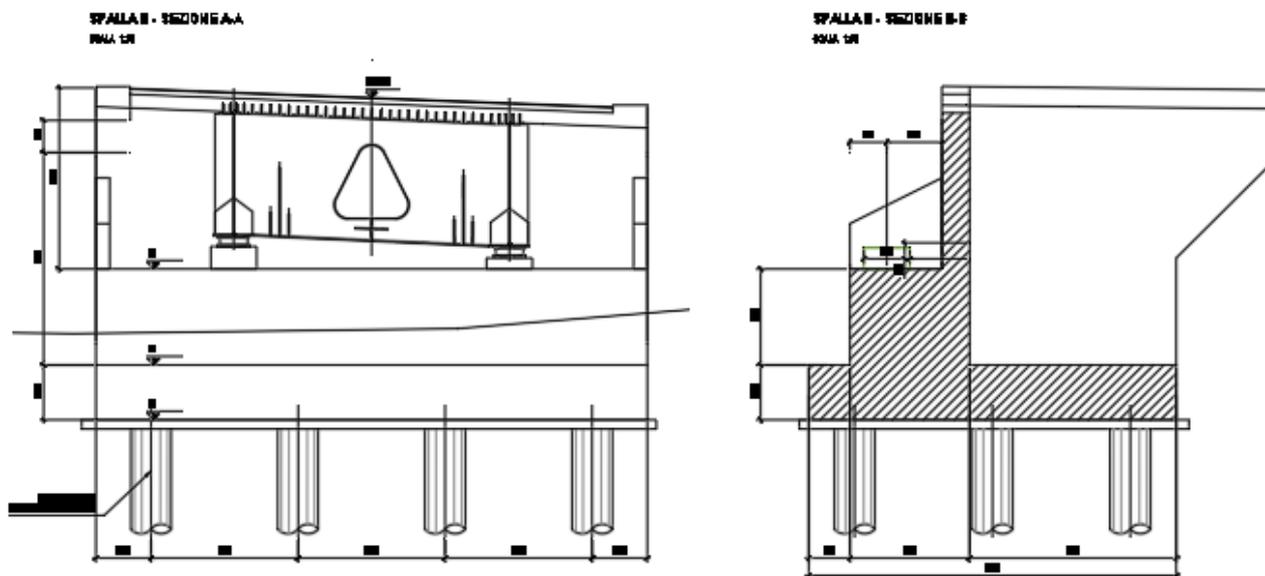


Figura 4: Sezioni trasversale e longitudinale spalla B

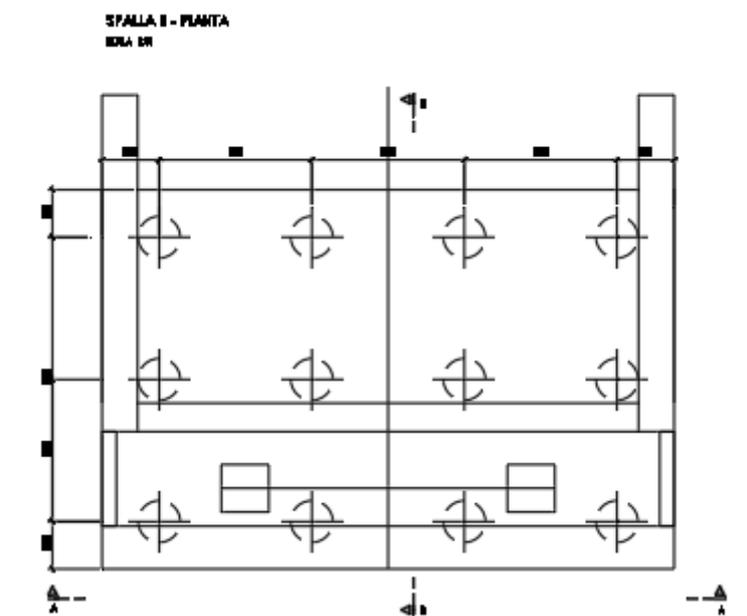


Figura 5: Pianta spalla B

I pali (16 per SA e 12 per SB) sono di diametro 880 mm e lunghi rispettivamente 24m e 18m; la platea è spessa 120 cm in entrambe le spalle. Anche il muro frontale, il paraghiaia e i muri laterali andatori hanno lo stesso spessore e dimensione in entrambe le opere, cioè, rispettivamente: 260cm, 60cm e 75cm.

I pali della spalla A sono disposti con interasse massimo di circa 5m in direzione longitudinale al ponte e di 3.2m in direzione trasversale; per quanto riguarda la spalla B, invece, l'interasse in direzione longitudinale è pari a 3m e in direzione trasversale pari a 3.2m.

Le pile, in numero di tre, sono state studiate con una sezione circolare con diametro di 3 m, in grado di minimizzare l'interferenza idraulica, e hanno una altezza massima dei fusti di poco minore a 10 m:

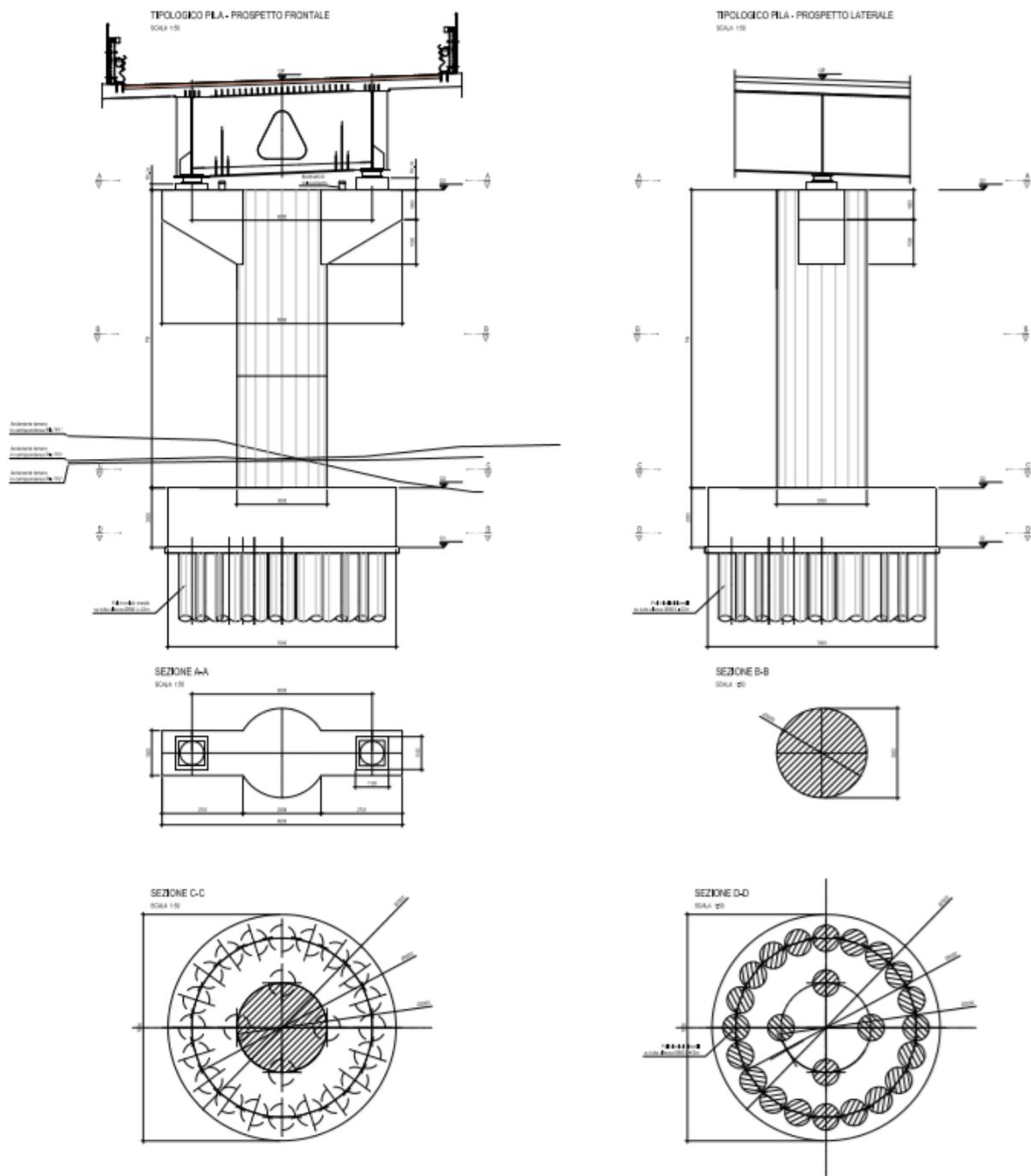


Figura 6: Prospetto e pianta pile

Le fondazioni profonde delle pile, intestate su 24 pali trivellati rivestiti a tutta altezza con diametro 880 mm e lunghezza di 22 m, hanno forma circolare con diametro di 7,6 m.

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Si riportano le principali Normative adottate per le verifiche delle singole componenti strutturali:

D.M. 17-01-2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";

[NTC18]

CIRCOLARE 27/07/2018 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al

D.M. 17-01-2018;

[C- NTC18]

UNI EN1991-2 "Azioni sulle strutture: carichi da traffico su ponti";

[EC1-2]

UNI EN1992-1-1 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo: regole generali e regole per gli edifici"

[EC2-1]

UNI EN 206 – 1 : 2006: "Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità"

4 MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO

CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per i pali di fondazione la classe di esposizione è la XC2-XA1, come da prospetto 1 della UNI EN 206-1:2014 e UNI11104, relativa a strutture che risultano a contatto con l'acqua per lungo tempo.

CALCESTRUZZO		DM 17/1/2018	
Classe		C32/40	
coefficiente di sicurezza	γ_c	1.5	par. 4.3.3
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	32 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.1)
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	40 MPa	par. 11.2.10.1
resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	40.00 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.2)
resistenza a trazione semplice media	f_{ctm}	3.02 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)
resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk}	2.12 MPa	par. 11.2.10.2
resistenza a trazione per flessione media	f_{ctm}	3.63 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctk}	2.54 MPa	par. 11.2.10.2
modulo elastico	E_{cm}	33346 MPa	par. 11.2.10.3 (11.2.5)
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	ν_{NF}	0.2	par. 11.2.10.4
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	ν_F	0	par. 11.2.10.4
coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 1/°C	par. 11.2.10.5
densità	ρ	2500 kg/m ³	
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	f_{cd}	21.33 MPa	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	f_{ctd}	1.41 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	19.20 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q.per.}$	14.40 MPa	par. 4.1.2.2.5.1

COPRIFERRO		UNI EN 1992-1-1:2005	
Vita utile di progetto		50	anni
Classe di esposizione (ai fini del copriferro)		XC2	par. 4.2, prosp. 4.1
Copriferro			
Controllo di qualità speciale della produzione del cls?		No	par. 4.4.1.2, prosp. 4.3N
Classe strutturale	S	3	par. 4.4.1.2(5)
Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (ferri sup)	$c_{min,b,sup}$	20	mm par. 4.4.1.2(3)
Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali	$c_{min,dur}$	20	mm par. 4.4.1.2(5)
Margine di sicurezza	$\Delta c_{dur,y}$	0	mm par. 4.4.1.2(6) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per acciaio inox	$\Delta c_{dur,st}$	0	mm par. 4.4.1.2(7) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per protezione aggiuntiva	$\Delta c_{dur,add}$	0	mm par. 4.4.1.2(8) e Appendice Nazionale
Copriferro nominale minimo - strato superiore	$c_{nom,sup}$	30	mm
Margine di progetto per gli scostamenti	$\Delta c_{dev,sup}$	10	mm par. 4.4.1.3(1,3) e Appendice Nazionale
Copriferro minimo	$c_{min,sup}$	20	mm par. 4.4.1.2(2)
max	$c_{min,b,sup}$	20	mm
	$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}$	20	mm
		10	mm

Si considera un copriferro pari a 7.5 cm, come raccomandato dall'EC2 al §4.4.1.3, par. (4) "per le parti di struttura contro terra".

CALCESTRUZZO PER PLINTI/PLATEE DI FONDAZIONE

CALCESTRUZZO		DM 17/01/2018	
Classe C28/35			
coefficiente di sicurezza	γ_c	1.5	par. 4.3.3
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	28 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.1)
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	35 MPa	par. 11.2.10.1
resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	36.00 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.2)
resistenza a trazione semplice media	f_{ctm}	2.77 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)
resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk}	1.94 MPa	par. 11.2.10.2
resistenza a trazione per flessione media	f_{ctfm}	3.32 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctfk}	2.32 MPa	par. 11.2.10.2
modulo elastico	E_{cm}	32308 MPa	par. 11.2.10.3 (11.2.5)
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	ν_{NF}	0.2 -	par. 11.2.10.4
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	ν_F	0 -	par. 11.2.10.4
coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 1/°C	par. 11.2.10.5
densità	ρ	2500 kg/m³	
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	f_{cd}	15.87 MPa	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	f_{ctd}	1.29 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	16.80 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q,per.}$	12.60 MPa	par. 4.1.2.2.5.1

Il copriferro minimo viene valutato in base alla classe di esposizione scelta (UNI EN 206 – 1 : 2006 e UNI EN 1992-1-1: 2005):

COPRIFERRO		UNI EN 1992-1-1:2005	
Vita utile di progetto		50	anni
Classe di esposizione (ai fini del copriferro)		XC2	par. 4.2, prosp. 4.1
Classe di esposizione (ai fini della composizione)		XF1	par. 4.2, prosp. 4.1
Copriferro			
Controllo di qualità speciale della produzione del cls?		No	par. 4.4.1.2, prosp. 4.3N
Classe strutturale	S	3	par. 4.4.1.2(5)
Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (ferri sup)	$C_{min,b,sup}$	26	mm par. 4.4.1.2(3)
Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali	$C_{min,dur}$	20	mm par. 4.4.1.2(5)
Margine di sicurezza	$\Delta C_{dur,\gamma}$	0	mm par. 4.4.1.2(6) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per acciaio inox	$\Delta C_{dur,st}$	0	mm par. 4.4.1.2(7) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per protezione aggiuntiva	$\Delta C_{dur,add}$	0	mm par. 4.4.1.2(8) e Appendice Nazionale
Copriferro nominale minimo - strato superiore	$C_{nom,sup}$	36	mm
Margine di progetto per gli scostamenti	$\Delta C_{dev,sup}$	10	mm par. 4.4.1.3(1,3) e Appendice Nazionale
Copriferro minimo	$C_{min,sup}$	26	mm par. 4.4.1.2(2)
	$C_{min,b,sup}$	26	mm
max	$C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}$	20	mm
		10	mm

Si adotta un copriferro di 45 mm.

• CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI

CALCESTRUZZO		DM 17/01/2018	
Classe C32/40			
coefficiente di sicurezza	γ_c	1.5	par. 4.3.3
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	32 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.1)
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	40 MPa	par. 11.2.10.1
resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	40.00 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.2)
resistenza a trazione semplice media	f_{ctm}	3.02 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)
resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk}	2.12 MPa	par. 11.2.10.2
resistenza a trazione per flessione media	f_{ctm}	3.63 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctk}	2.54 MPa	par. 11.2.10.2
modulo elastico	E_{cm}	33346 MPa	par. 11.2.10.3 (11.2.5)
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	ν_{NF}	0.2	par. 11.2.10.4
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	ν_F	0	par. 11.2.10.4
coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 1/°C	par. 11.2.10.5
densità	ρ	2500 kg/m³	
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	f_{cd}	18.13 MPa	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	f_{ctd}	1.41 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	19.20 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q.per.}$	14.40 MPa	par. 4.1.2.2.5.1

Il copriferro minimo viene valutato in base alla classe di esposizione scelta (UNI EN 206 – 1 : 2006 e UNI EN 1992-1-1: 2005):

COPRIFERRO		UNI EN 1992-1-1:2005	
Vita utile di progetto	50	anni	
Classe di esposizione (ai fini del copriferro)	XC2		par. 4.2, prosp. 4.1
Classe di esposizione (ai fini della composizione)	XF1		par. 4.2, prosp. 4.1
Copriferro			
Controllo di qualità speciale della produzione del cls?	No		par. 4.4.1.2, prosp. 4.3N
Classe strutturale	S	3	par. 4.4.1.2(5)
Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (ferri sup)	$c_{min,b,sup}$	20	mm par. 4.4.1.2(3)
Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali	$c_{min,dur}$	20	mm par. 4.4.1.2(5)
Margine di sicurezza	$\Delta c_{dur,\gamma}$	0	mm par. 4.4.1.2(6) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per acciaio inox	$\Delta c_{dur,st}$	0	mm par. 4.4.1.2(7) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per protezione aggiuntiva	$\Delta c_{dur,add}$	0	mm par. 4.4.1.2(8) e Appendice Nazionale
Copriferro nominale minimo - strato superiore	$c_{nom,sup}$	30	mm
Margine di progetto per gli scostamenti	$\Delta c_{dev,sup}$	10	mm par. 4.4.1.3(1,3) e Appendice Nazionale
Copriferro minimo	$c_{min,sup}$	20	mm par. 4.4.1.2(2)
max	$c_{min,b,sup}$	20	mm
	$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}$	20	mm
		10	mm

Si adotta un copriferro di 50 mm.

• CALCESTRUZZO PER BAGGIOLI

CALCESTRUZZO		DM 17/1/2018	
Classe C35/45			
coefficiente per carichi di lunga durata	α_{cc}	0.85	par. 4.1.2.1.1.1
coefficiente di sicurezza	γ_c	1.5	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	35 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.1)
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	45 MPa	par. 11.2.10.1
resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	43.0 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.2)
resistenza a trazione semplice media	f_{ctm}	3.21 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)
resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk}	2.25 MPa	par. 11.2.10.2
resistenza a trazione per flessione media	f_{ctfm}	3.85 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctfk}	2.70 MPa	par. 11.2.10.2
modulo elastico	E_{cm}	34,077 MPa	par. 11.2.10.3 (11.2.5)
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	ν_{NF}	0.2 -	par. 11.2.10.4
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	ν_F	0 -	par. 11.2.10.4
coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 1/°C	par. 11.2.10.5
densità	ρ	2,500 kg/m³	
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	f_{cd}	19.83 MPa	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza per aderenza acciaio-cls	f_{bd}	3.37 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	f_{ctd}	1.50 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	21.00 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q,per.}$	15.75 MPa	par. 4.1.2.2.5.1

Il copriferro minimo viene valutato in base alla classe di esposizione scelta (UNI EN 206 – 1 : 2006 e UNI EN 1992-1-1: 2005):

COPRIFERRO		UNI EN 1992-1-1:2005	
Vita utile di progetto		100	anni
Copriferro estradosso			
Classe di esposizione (ai fini del copriferro)		XC2	par. 4.2, prosp. 4.1
Controllo di qualità speciale della produzione del cls?		No	par. 4.4.1.2, prosp. 4.3N
Classe strutturale	S	4	par. 4.4.1.2(5)
Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (ferri sup)	$c_{min,b,sup}$	20	mm par. 4.4.1.2(3)
Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali	$c_{min,dur}$	25	mm par. 4.4.1.2(5)
Margine di sicurezza	$\Delta C_{dur,y}$	0	mm par. 4.4.1.2(6) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per acciaio inox	$\Delta C_{dur,st}$	0	mm par. 4.4.1.2(7) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per protezione aggiuntiva	$\Delta C_{dur,add}$	0	mm par. 4.4.1.2(8) e Appendice Nazionale
Copriferro nominale minimo - strato superiore	$c_{nom,sup}$	35	mm
Margine di progetto per gli scostamenti	$\Delta C_{dev,sup}$	10	mm par. 4.4.1.3(1,3) e Appendice Nazionale
Copriferro minimo	$c_{min,sup}$	25	mm par. 4.4.1.2(2)
max	$c_{min,b,sup}$	20	mm
	$c_{min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}$	25	mm
		10	mm

Si adotta un copriferro di 50 mm per i calcoli.

- ACCIAIO PER ARMATURA ORDINARIA

Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento, aventi le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_s = 210.000 \text{ MPa}$
	$1.15 < (f_t / f_y)_k < 1.35$
	$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1.25$
	$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$

con tensioni di progetto pari a:

- tensioni allo stato limite ultimo

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ con } \gamma_s = 1.15$$

- tensioni allo stato limite esercizio

$$t_c = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. rara)}$$

5 UNITA' DI MISURA

Le unità di misura utilizzate in relazione sono:

- lunghezze [mm/cm/m];
- forze [kN];
- pressioni [kN/m²];
- momenti [kNm];
- tensioni [Mpa o N/mm²].

6 CODICI DI CALCOLO E MODELLI DI CALCOLO

Il codice di calcolo utilizzato per l'analisi e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo è di sicura ed accertata validità ed è stato impiegato conformemente alle sue caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- pratica d'uso frequente in studio.

La progettazione generale si avvale inoltre di calcoli basati su fogli elettronici implementati e verificati dallo scrivente e validati, quando opportuno, mediante l'ausilio dei codici di calcolo più complessi cui sopra accennato.

6.1 MIDAS®

Il software utilizzato è il MIDAS/Civil 2017 versione 2.2.

Per ogni tipologia di analisi effettuata, sia essa statica o dinamica, il software determina le massime sollecitazioni in ogni elemento per ogni combinazione o involucro creato, dando la possibilità di inserire manualmente i coefficienti di sicurezza coerenti con le ultime NTC2018. Si determinano inoltre le deformazioni e gli stati tensionali presenti negli elementi modellati.

6.2 VcaSlu

Il programma freeware utilizzato per le verifiche a flessione e pressoflessione è VcaSlu, il quale calcola i momenti resistenti delle sezioni con geometria e armatura variabile.

6.3 Modelli di calcolo

Per la determinazione delle azioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture si è fatto riferimento al modello di calcolo globale comprensivo delle sottostrutture delle pile.

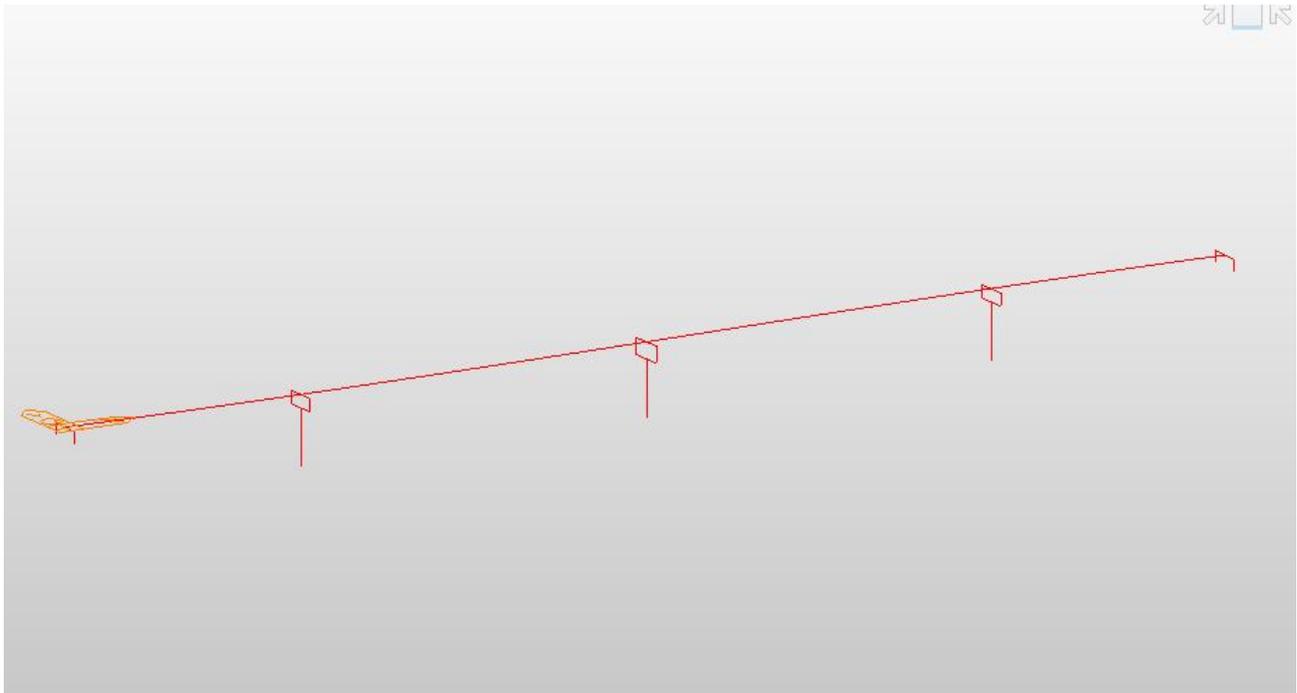


Figura 7: Modello globale

Le azioni sulle pile desunte dal modello globale sono state confrontate poi con classici schemi manuali valutati secondo un comportamento a mensola.

Per la spalla A si è ritenuto utile creare un modello 3D agli elementi finiti al fine di valutarne meglio lo stato tensionale in quanto la geometria è particolare per la presenza del sottopasso scatolare; se ne riporta di seguito un'immagine:

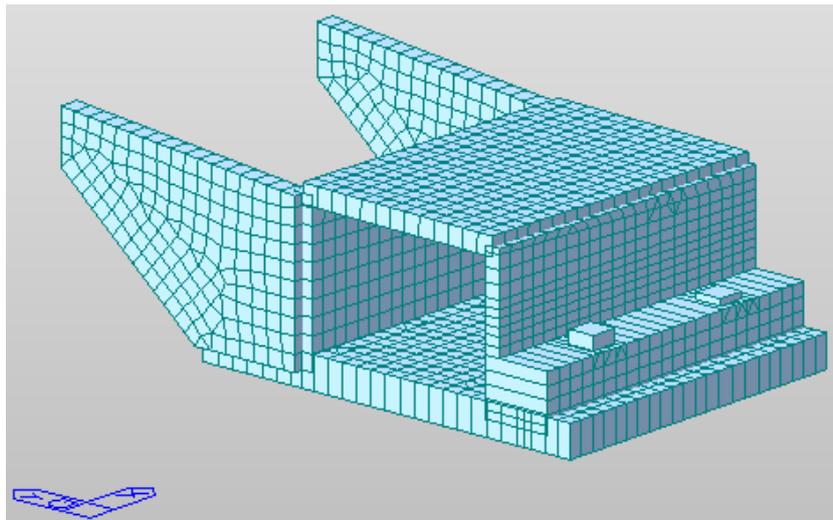


Figura 8: Modello 3D della spalla SA, vista tridimensionale

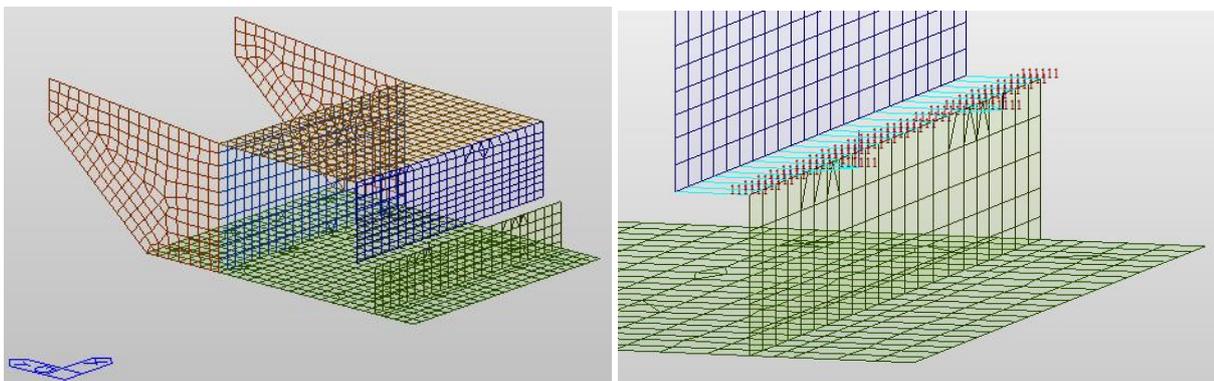
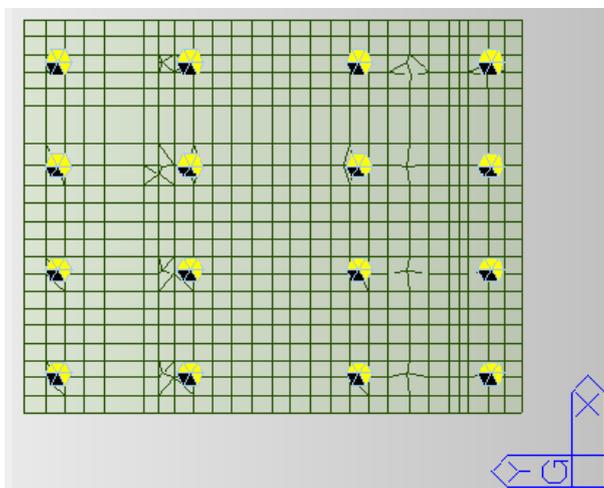


Figura 9: Modello 3D della spalla SA, vista elementi "plate"

La direzione X globale è quella trasversale al ponte, mentre la direzione Y globale è longitudinale al ponte.

I 16 pali di fondazione sono stati implementati come vincoli di tipo *point spring support*



Per la spalla B invece le azioni si sono valutate tramite semplici fogli di calcolo.

7 AZIONI E CARICHI DI PROGETTO

7.1 Peso proprio

Il peso proprio delle strutture in c.a. è calcolato assumendo un peso specifico pari a $\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/m}^3$.

7.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

L'impalcato trasmette azioni alle sottostrutture tramite i dispositivi di vincolo. Si riportano di seguito i massimi scarichi dell'impalcato, per ciascuna sottostruttura:

SA	Trave SX			Trave DX			[kN]
	N (z)	T (x)	T (y)	N (z)	T (x)	T (y)	
N_max	2407.1	139.6	1.5	3947.5	86.7	-349.9	STR
N_min	1177.3	21.4	7.6	516.5	-23.4	-376.6	
M_max	2743.6	138.7	7.6	1816.1	85.8	-376.6	
M_min	1955.6	22.3	1.5	3518.0	-22.5	-349.9	
Tx_max	1732.8	139.6	1.5	1649.9	86.7	-977.8	
Ty_max	1724.5	139.6	1.5	1658.3	86.7	1003.9	
N_max	2743.6	138.7	7.6	1816.1	85.8	-376.6	EQU
N_min	2292.1	21.4	7.6	1386.7	-23.4	373.2	
M_max	2488.3	138.7	7.6	3528.7	85.8	-376.6	
M_min	970.4	21.4	7.6	1401.7	-23.4	373.2	
Tx_max	2743.6	138.7	7.6	1816.1	85.8	-376.6	
Ty_max	2036.9	21.4	7.6	3099.2	-23.4	373.2	
N_max	2743.6	138.7	7.6	1816.1	85.8	-376.6	GEO
N_min	2292.1	21.4	7.6	1386.7	-23.4	373.2	
M_max	2488.3	138.7	7.6	3528.7	85.8	-376.6	
M_min	970.4	21.4	7.6	1401.7	-23.4	373.2	
Tx_max	2743.6	138.7	7.6	1816.1	85.8	-376.6	
Ty_max	2036.9	21.4	7.6	3099.2	-23.4	373.2	
N_max	1510.8	0.6	0.0	1452.0	0.6	626.7	SLV
N_min	1068.9	-0.6	0.0	1002.2	-0.6	-626.7	
Tx_max	1510.8	0.6	0.0	1452.0	0.6	626.7	
Ty_max	1510.8	0.6	0.0	1452.0	0.6	626.7	

P1	Trave SX			Trave DX			[kN]
	N (z)	T (x)	T (y)	N (z)	T (x)	T (y)	
N_max	9065.6	208.7	-137.8	11770.0	229.8	-138.1	STR
N_min	5057.6	0.2	-125.0	4862.1	-0.4	-125.3	
M_max	5587.8	-188.6	-137.8	5175.1	-188.6	-138.1	
M_min	8535.4	397.4	-125.0	11457.1	417.9	-125.3	
Tx_max	7015.1	397.2	-356.7	7111.7	418.4	-357.2	
Ty_max	7007.6	397.4	369.5	7119.1	417.9	369.8	
N_max	7153.5	208.7	137.5	7362.0	229.8	137.5	EQU
N_min	7604.9	-188.6	-137.8	9228.5	-188.6	-138.1	
M_max	7604.9	-188.6	-137.8	9228.5	-188.6	-138.1	
M_min	7153.5	208.7	137.5	7362.0	229.8	137.5	
Tx_max	9423.4	208.7	137.5	11070.1	229.8	137.5	
Ty_max	7247.1	-188.6	137.5	9928.4	-188.6	137.5	
N_max	7153.5	208.7	137.5	7362.0	229.8	137.5	GEO
N_min	7604.9	-188.6	-137.8	9228.5	-188.6	-138.1	
M_max	7604.9	-188.6	-137.8	9228.5	-188.6	-138.1	
M_min	7153.5	208.7	137.5	7362.0	229.8	137.5	
Tx_max	9423.4	208.7	137.5	11070.1	229.8	137.5	
Ty_max	7247.1	-188.6	137.5	9928.4	-188.6	137.5	
N_max	5316.7	274.2	180.6	5380.2	272.0	180.8	SLV
N_min	5074.7	-274.2	-180.6	5143.3	-272.0	-180.8	
Tx_max	5316.7	274.2	180.6	5380.2	272.0	180.8	
Ty_max	5316.7	274.2	180.6	5380.2	272.0	180.8	

P2	Trave SX			Trave DX			[kN]
	N (z)	T (x)	T (y)	N (z)	T (x)	T (y)	
N_max	11155.9	273.5	-227.0	14525.1	281.0	-225.4	STR
N_min	6734.8	-1.0	-226.2	6268.1	1.3	-224.5	
M_max	7559.2	-228.5	-227.0	6837.6	-228.5	-225.4	
M_min	10331.5	501.0	-226.2	13955.5	510.8	-224.5	
Tx_max	10932.9	501.0	-226.2	12749.2	510.8	-224.5	
Ty_max	8826.2	502.0	580.5	8889.5	509.5	582.2	
N_max	9066.5	164.8	-226.9	13085.8	171.2	-225.3	EQU
N_min	6158.4	166.1	222.1	6198.8	169.6	223.7	
M_max	6158.4	166.1	222.1	6198.8	169.6	223.7	
M_min	9066.5	164.8	-226.9	13085.8	171.2	-225.3	
Tx_max	7193.5	164.8	-226.9	8574.1	171.2	-225.3	
Ty_max	6324.0	166.1	579.9	6367.0	169.6	581.5	
N_max	9763.7	164.9	-196.7	13200.8	171.1	-195.3	GEO
N_min	7286.4	166.0	192.4	7334.2	169.7	193.7	
M_max	7286.4	166.0	192.4	7334.2	169.7	193.7	
M_min	9763.7	164.9	-196.7	13200.8	171.1	-195.3	
Tx_max	8168.2	164.9	-196.7	9357.6	171.1	-195.3	
Ty_max	7427.5	166.0	502.5	7477.5	169.7	503.8	
N_max	6774.5	262.4	302.6	6819.5	262.4	302.6	SLV
N_min	6294.7	-262.4	-302.6	6340.4	-262.4	-302.6	
Tx_max	6774.5	262.4	302.6	6819.5	262.4	302.6	
Ty_max	6774.5	262.4	302.6	6819.5	262.4	302.6	

P3	Trave SX			Trave DX			[kN]
	N (z)	T (x)	T (y)	N (z)	T (x)	T (y)	
N_max	9111.8	226.8	-145.0	11656.7	210.3	-139.0	STR
N_min	5186.5	0.8	-157.3	4803.6	0.0	-151.3	
M_max	7535.9	226.8	-145.0	6945.3	210.3	-139.0	
M_min	6762.3	0.8	-157.3	9515.0	0.0	-151.3	
Tx_max	9024.0	416.1	-157.3	10716.2	398.8	-151.3	
Ty_max	7103.3	415.3	352.9	7022.1	398.8	359.1	
N_max	7214.3	226.8	132.0	7302.3	210.3	138.1	EQU
N_min	7694.7	-188.5	-145.0	9218.0	-188.5	-139.0	
M_max	9111.8	226.8	132.0	11656.7	210.3	138.1	
M_min	7214.3	226.8	-145.0	7302.3	210.3	-139.0	
Tx_max	9534.1	226.8	-145.0	11038.0	210.3	-139.0	
Ty_max	7272.4	-188.5	132.0	9836.8	-188.5	138.1	
N_max	7214.3	226.8	132.0	7302.3	210.3	138.1	GEO
N_min	7694.7	-188.5	-145.0	9218.0	-188.5	-139.0	
M_max	9111.8	226.8	132.0	11656.7	210.3	138.1	
M_min	7214.3	226.8	-145.0	7302.3	210.3	-139.0	
Tx_max	9534.1	226.8	-145.0	11038.0	210.3	-139.0	
Ty_max	7272.4	-188.5	132.0	9836.8	-188.5	138.1	
N_max	5375.1	270.9	181.5	5320.2	275.3	181.6	SLV
N_min	5135.7	-270.9	-181.5	5079.4	-275.3	-181.6	
Tx_max	5375.1	270.9	181.5	5320.2	275.3	181.6	
Ty_max	5375.1	270.9	181.5	5320.2	275.3	181.6	

SB	Trave SX			Trave DX			[kN]
	N (z)	T (x)	T (y)	N (z)	T (x)	T (y)	
N_max	2737.8	108.9	-0.5	4442.7	115.9	-378.5	STR
N_min	1091.5	0.2	4.9	926.0	0.0	-396.1	
M_max	2581.8	-0.8	-0.5	2258.3	-0.9	-378.5	
M_min	2289.7	109.8	4.9	4065.4	116.9	-396.1	
Tx_max	1654.0	109.8	4.9	1726.7	116.9	-974.2	
Ty_max	1654.0	109.8	4.9	1726.7	116.9	974.2	
N_max	3012.5	108.9	-0.5	2708.2	115.9	-378.5	EQU
N_min	2737.8	108.9	-0.5	4442.7	115.9	367.7	
M_max	2737.8	108.9	-0.5	4442.7	115.9	367.7	
M_min	1302.1	-0.8	-0.5	2774.0	-0.9	-378.5	
Tx_max	3012.5	108.9	-0.5	2708.2	115.9	-378.5	
Ty_max	2307.1	-0.8	-0.5	3992.8	-0.9	367.7	
N_max	3012.5	108.9	-0.5	2708.2	115.9	-378.5	GEO
N_min	2737.8	108.9	-0.5	4442.7	115.9	367.7	
M_max	2737.8	108.9	-0.5	4442.7	115.9	367.7	
M_min	1302.1	-0.8	-0.5	2774.0	-0.9	-378.5	
Tx_max	3012.5	108.9	-0.5	2708.2	115.9	-378.5	
Ty_max	2307.1	-0.8	-0.5	3992.8	-0.9	367.7	
N_max	1455.4	0.6	0.0	1507.0	0.6	626.5	SLV
N_min	1005.7	-0.6	0.0	1064.3	-0.6	-626.5	
Tx_max	1455.4	0.6	0.0	1507.0	0.6	626.5	
Ty_max	1455.4	0.6	0.0	1507.0	0.6	626.5	

7.3 Spinta idraulica

Si considera l'azione della spinta esercitata sulle pile dalla corrente per piene con TR 200

AZIONE IDRODINAMICA		
Velocità acqua	V	4.53 m/sec
Densità acqua	ρ	102 daN sec ² /m ²
coeff. forma	K	0.5
Pressione idrostatica	P	5.23 kN/m ²

Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associate al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno (a favore di sicurezza è stato valutato per $Tr = 5,001$) sarà combinato con le altre azioni variabili adottando valori del coefficiente ψ_0 unitario.

Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associati all'evento di piena di progetto devono essere combinate esclusivamente con le altre azioni variabili da traffico, adottando per queste ultime i coefficienti di combinazione ψ_1 .

Lo scalzamento viene valutato per le pile P2 e P3 per il Tr200.

Scalzamento Pila		P2	P3	
Quota Tr_{200}	s.l.m.	433.04	433.04	m
Quota Tr_5	s.l.m.	431.98	431.98	m
Quota alveo	Q.alveo	432.26	431	m
Altezza dell'acqua Tr_{200}	Y_{tr200}	0.78	2.04	m
Altezza dell'acqua Tr_5 [NTC5.1.2.3]	Y_{tr5}	0	0.98	m
Valutata sull'ingombro fondazione				
Dimensione plinto fondazione	D	7.6	7.6	m
Coeff. Forma plinto	K_s	0.9	0.9	
Coeff. maggiorativo	k_a	1	1	
$H_{scalzamento}$ (Formula di Neill) Tr_{200}	H_{tr200}	5.18	6.92	m
$H_{scalzamento}$ (Formula di Neill) Tr_5	H_{tr5}	0	5.55	m

A favore di sicurezza il valore di scalzamento viene preso dalla quota di estradosso del plinto di fondazione e non dal piano campagna.

7.4 Spinta delle terre

Le spalle del viadotto sono soggette alla spinta del terrapieno a tergo. Tale spinta viene valutata, a favore di sicurezza, in condizioni di spinta a riposo; ciò corrisponde a non ammettere eventuali spostamenti della spalla che possano consentire la mobilitazione della spinta limite attiva.

Il coefficiente di spinta a riposo k_0 viene valutato come segue:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi$$

Dove φ è l'angolo di attrito del terrapieno. La spinta così valutata risulta essere orizzontale con distribuzione lineare con la profondità e di risultante S_h :

$$S_h = \frac{1}{2} k_0 \gamma_t H^2$$

Nello specifico, si è previsto di realizzare a tergo delle spalle un riempimento in misto cementato; per la valutazione delle spinte dovute ad esso sono state utilizzate le caratteristiche che seguono:

γ_t (kN/m ³)	18
φ (°)	35
c'_k (MPa)	0
c_{uk} (MPa)	0

La spinta del terrapieno in presenza di sisma è stata valutata utilizzando il metodo di Wood:

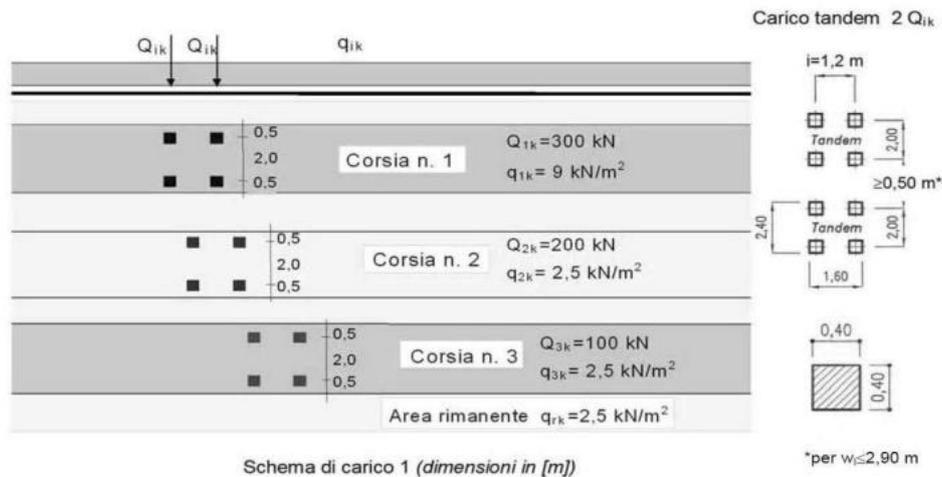
$$\Delta S_w = S a_g \gamma H^2$$

Dove S e a_g sono i parametri sismici di amplificazione stratigrafica e di accelerazione orizzontale massima attesa.

Il punto di applicazione di tale spinta è a metà altezza del manufatto e ciò equivale ad applicare una pressione uniforme.

7.5 Carichi mobili

Per quanto riguarda la spalla A che presenta uno scatolare, ai fini dell'analisi di tutti gli elementi strutturali (incluse le solette inferiore e superiore dello stesso) sono stati introdotti e applicati nel modello di calcolo anche i carichi mobili secondo gli schemi delle NTC2018 al §5.1.3.3. In particolare, sulla soletta superiore del sottopasso sono state applicate tre corsie di carico mentre internamente al sottopasso ovvero sulla soletta inferiore si sono applicate due corsie.



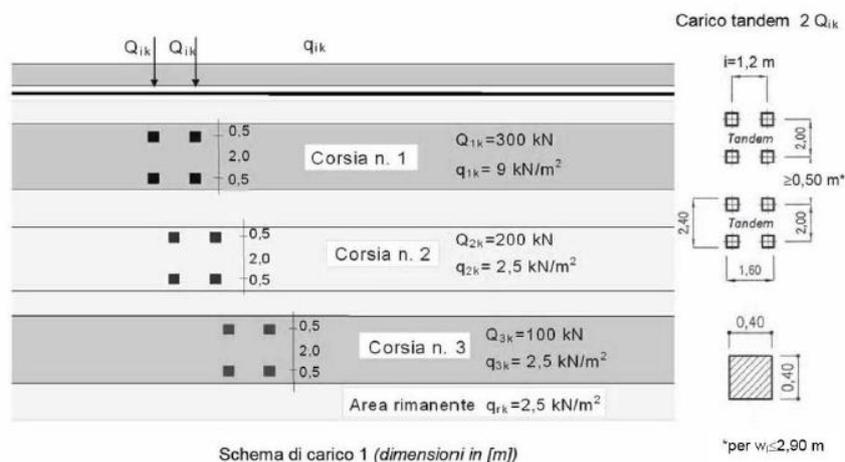
Relativamente ai carichi concentrati tandem Q_{ik} a favore di sicurezza è stata considerata un'impronta di carico quadrata di lato 60 cm ottenuta dalla diffusione a 45° su uno spessore pari al minimo ricoprimento di 10 cm, trascurando ovvero la ripartizione attraverso lo spessore della pavimentazione. Le pressioni relative a ciascuna impronta di carico risultano:

- 417 kN/m^2 per la corsia 1
- 278 kN/m^2 per la corsia 2
- 139 kN/m^2 per la corsia 3

7.6 Sovraccarico accidentale da traffico

Le spalle sono interessate anche dalle azioni verticali dovute al transito dei veicoli.

Con riferimento al §C5.1.3.3.5.1 della Circolare Esplicativa, ai fini del calcolo delle spalle si è considerato applicato sul rilevato lo schema di carico 1 in cui i carichi tandem sono stati sostituiti con carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3 m e lunga 2,2 m.



Ai fini del dimensionamento del muro paraghiaia, si può considerare che il sovraccarico accidentale da traffico si diffonda nel terrapieno con un angolo che, per un rilevato correttamente consolidato, si può assumere pari a 30°:

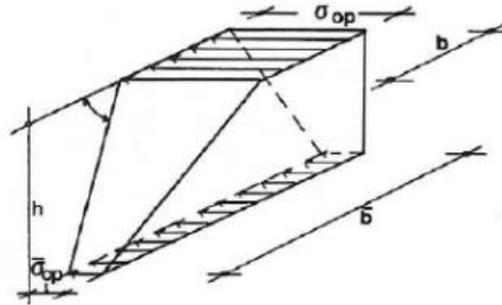


Figura 10: Diffusione del sovraccarico accidentale da traffico ai fini del dimensionamento del paraghiaia.

7.7 Azioni di frenamento

Con riferimento al §C5.1.3.3.5.2 della Circolare Esplicativa, ai fini del calcolo del muro paraghiaia si deve considerare un'azione longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro, di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q_{1k} . Pertanto, occorre considerare un carico orizzontale di 180 kN, in concomitanza del carico verticale di 300 kN:

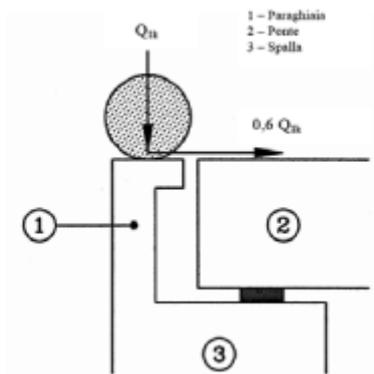


Figura 11: Carichi da traffico su muri paraghiaia – azione di frenatura [Fig. C5.1.1]

Nell'ipotesi di diffusione del carico a 45°, il momento sollecitante per metro di paraghiaia alla profondità h è

dato da:
$$M_f = \frac{0,6 \cdot Q_{1k} \cdot h}{b + 2h}$$

7.8 Azione del vento (q_5)

Il calcolo dell'azione dovuta al vento è svolto secondo quanto riportato al par. 3.3 delle NTC18 e al paragrafo 8.3 delle UNI EN 1991-1-4.

L'azione del vento non risulta significativa ai fini del dimensionamento dell'impalcato, mentre lo è per la valutazione degli apparecchi di vincolo e delle sottostrutture. Si assumono, per determinare le caratteristiche dell'azione stessa, i valori medi in termini di altezza dell'impalcato e di quota dello stesso rispetto al terreno, in modo da rappresentare, appunto, una situazione "media" dell'azione considerata che viene applicata quindi uniformemente sull'impalcato.

q5 Vento

Zona geografica	1	<i>Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della prov. di Trieste)</i>	
$v_{b,0}$	25	m/s	<i>velocità di riferimento</i>
a_0	1000	m	<i>altitudine di riferimento</i>
k_a	0.400	1/s	<i>parametro di riferimento</i>
a_s	395	m	<i>altitudine sito</i>
T_r	100	anni	<i>periodo di ritorno</i>
c_r	1.04	-	<i>coeff.correttivo legato al T_r</i>
$v_b(T_r)$	25.98	m/s	<i>velocità di riferimento di progetto</i>
q_b	422	N/m²	<i>pressione cinetica di riferimento</i>

Classe di rugosità **D** *Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole,*

Distanza dalla costa **Terra oltre 30 Km e $h < 500$ m**

Categoria esposizione **II**

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

c_t 1.00 - *coeff. topografico*
 c_e 2.35 - *coeff. di esposizione*
 c_d 1.00 - *coeff. dinamico*

Parametri per il calcolo dell'altezza esposta al vento

Tipologia		Altezza
Altezza media impalcato metallico		2.70 m
Barriera fonoassorbente sx	<i>piena</i>	1.00
Altezza barriere stradali sx	<i>forata</i>	1.55 m
Barriera fonoassorbente dx	<i>piena</i>	1.00 m
Altezza barriere stradali dx	<i>forata</i>	1.55 m
Altezza della soletta		0.30 m
Delta per variazione pendenza		0.39 m
Altezza della pavimentazione		0.11 m
Delta altezza marciapiede		0.00 m
Altezza della colonna di carico		3.00 m

Altezze di riferimento

Ponte carico	6.50 m
Ponte scarico	5.39 m

Le altezze sopra riportate sono riferite alla condizione di ponte carico e di ponte scarico e comprendono, oltre all'altezza della sezione composta (comprensiva di travi metalliche, soletta, incremento di altezza dato dalla pendenza trasversale, spessore della pavimentazione o spessore dei cordoli), per la configurazione a ponte carico l'altezza del mezzo fissata dalla norma in 3 m e, per la configurazione a ponte scarico, 30 cm per ogni barriera o parapetto forati presenti (2 per lato).

I coefficienti sotto riportati sono stati calcolati in accordo al paragrafo 8.3.1 delle UNI EN 1991-1-4:

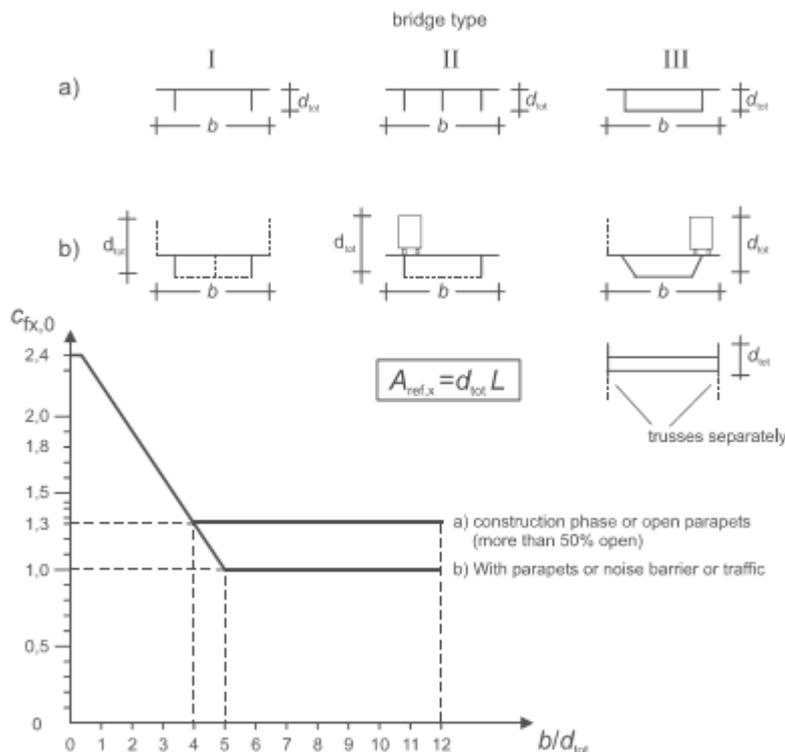


Figure 8.3 — Force coefficient for bridges, $c_{fx,0}$

Valori di pressione orizzontale e verticale

h_{pc}	6.50	m	altezza investita dal vento, ponte carico
$C_{p,pc}$	1.91	-	coeff. di forma (o aerodinamico), ponte carico
$q_{5,pc}$	1.89	kN/m²	pressione di progetto a ponte carico
h_{ps}	5.39	m	altezza investita dal vento, ponte scarico
$C_{p,ps}$	1.78	-	coeff. di forma (o aerodinamico), ponte scarico
$q_{5,ps}$	1.77	kN/m²	pressione di progetto a ponte scarico

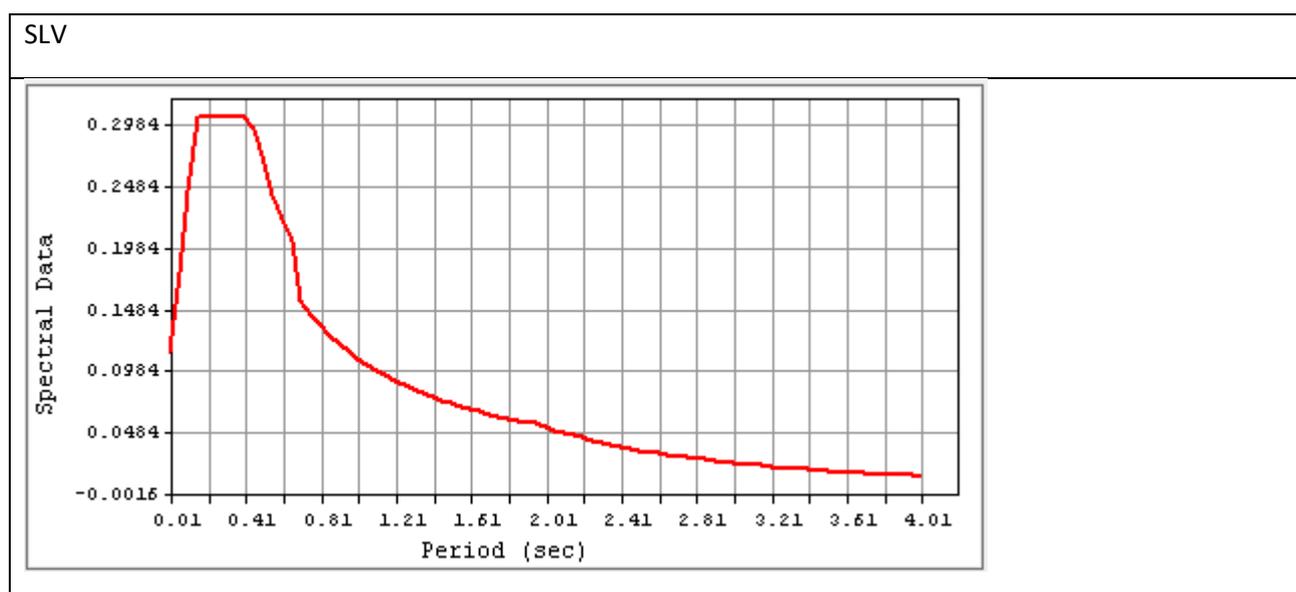
7.9 Azione del sisma

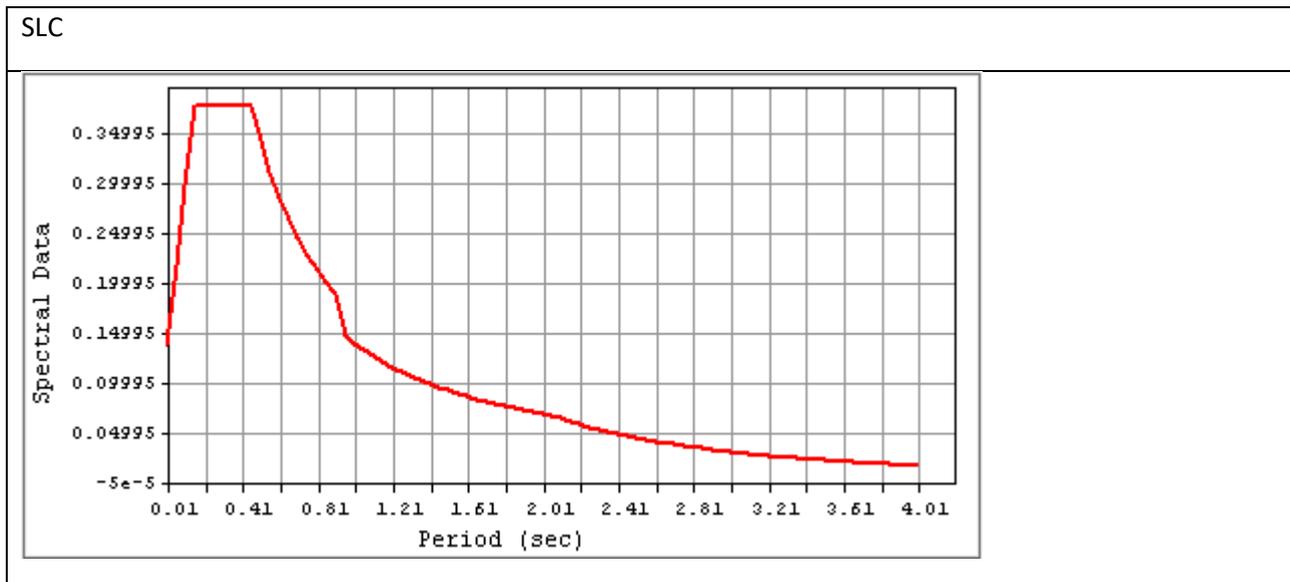
In corrispondenza delle pile sono previsti dispositivi isolatori elastomerici, mentre sulle spalle sono presenti dispositivi di appoggio multidirezionali e unidirezionali longitudinali orientate secondo lo sviluppo delle travi. Questa scelta preclude il rischio di movimenti trasversali dei giunti incrementando la vita utile.

Si ha quindi che le azioni trasversali sono ripartite fra spalle e pile, mentre le sollecitazioni longitudinali insistono solo sulle pile con un comportamento, in ogni caso, tale da contenere l'entità delle pur ridotte azioni sismiche.

Le sottostrutture (pile, spalle e fondazioni) sono progettate per rimanere in campo elastico, mentre negli isolatori si concentrano le deformazioni (e, quindi, i fenomeni legati alla dissipazione dell'energia).

Per quanto concerne la definizione delle sollecitazioni indotte dall'azione sismica, si è proceduto eseguendo l'analisi modale e applicando gli spettri di progetto precedentemente definiti, opportunamente smorzati, per periodi superiori a $0.8T_s$, considerando un coefficiente di smorzamento equivalente per il dispositivo pari al 10% in accordo alle §7.5.3.2. delle NTC2018.





7.10 Resistenze parassita dei vincoli

Secondo le indicazioni del D.M.17.1.2018 nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli apparecchi di appoggio e dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli. Nel caso di appoggi scorrevoli, dette forze andranno valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti. In fase di progettazione si considera una resistenza parassita orizzontale dei vincoli pari al 3% della reazione verticale, tale valore è stato verificato con i dati forniti dal produttore degli appoggi.

8 ANALISI DELLA SPALLA A

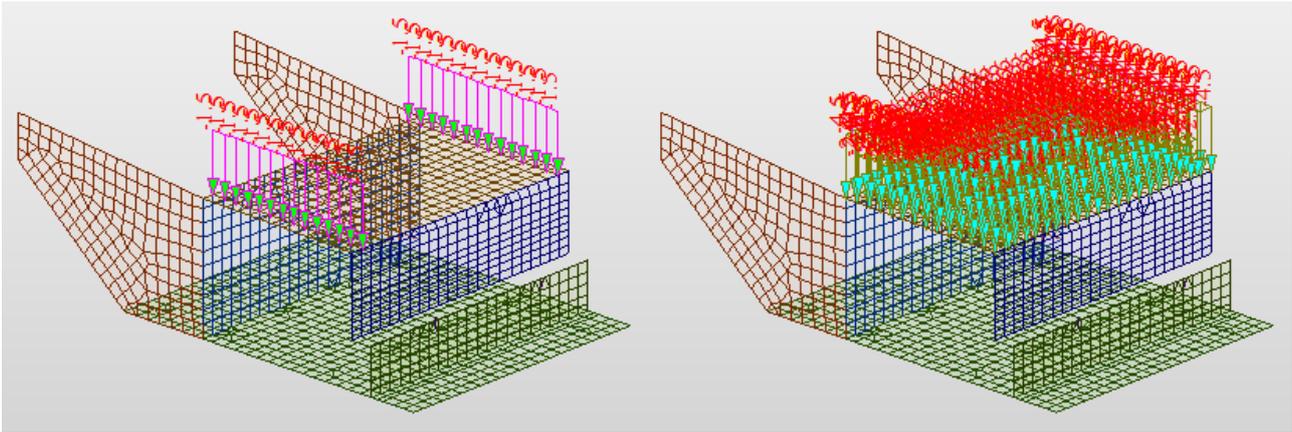
Nel capitolo corrente si riportano le sollecitazioni e i risultati (con relative verifiche) del modello di calcolo relativo alla spalla A.

8.1 Analisi dei carichi

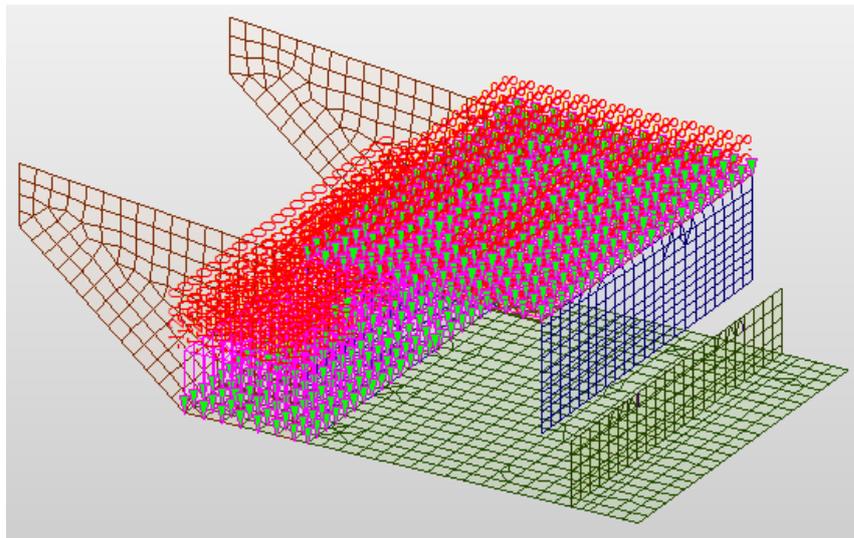
Sono stati considerati i seguenti carichi:

<i>n°</i>	<i>Nome del caso di carico</i>	<i>Descrizione</i>
1	G1	Peso proprio spalla
2	G2.1	Portati spalla
3	G2.1_ terreno	Portati spalla
4	G2.2	Portati sottopaso interno
5	G2.3	Reazioni Impalcato G1i+G2i
6	G3 M1	Spinta terreno M1
7	G3 M2	Spinta terreno M2
8	Ms1Sx p	Mobile sottopaso paraghiaia sx
9	Ms2Sx c	Mobile sottopaso centrato sx
10	Ms3Sx m	Mobile sottopaso muro posteriore sx
11	Ms d1 Sx 9	Mobile sottopaso paraghiaia sx
12	Ms d2 Sx 2.5	Mobile sottopaso paraghiaia sx
13	Ms1Dx p	Mobile sottopaso paraghiaia dx
14	Ms2Dx c	Mobile sottopaso centrato dx
15	Ms3Dx m	Mobile sottopaso muro posteriore dx
16	Ms d1 Dx 9	Mobile sottopaso paraghiaia dx
17	Ms d2 Dx 2.5	Mobile sottopaso paraghiaia dx
18	Imp.MaxCsx	Carico impalcato Massico scarico Tr SX
19	Imp.MaxEsx	Carico impalcato Massico scarico Tr SX
20	Imp.Vento Scarico	Vento ponte scarico
21	Imp.Vento Carico	Vento ponte carico
22	frenatura	Frenatura su Paraghiaia
23	Wood M1	Sovraspinta sismica terreno Wood M1
24	Sisma Impalcato SLV	Sisma Impalcato SLV Trasv
25	Sisma Spalla	Sisma Spalla

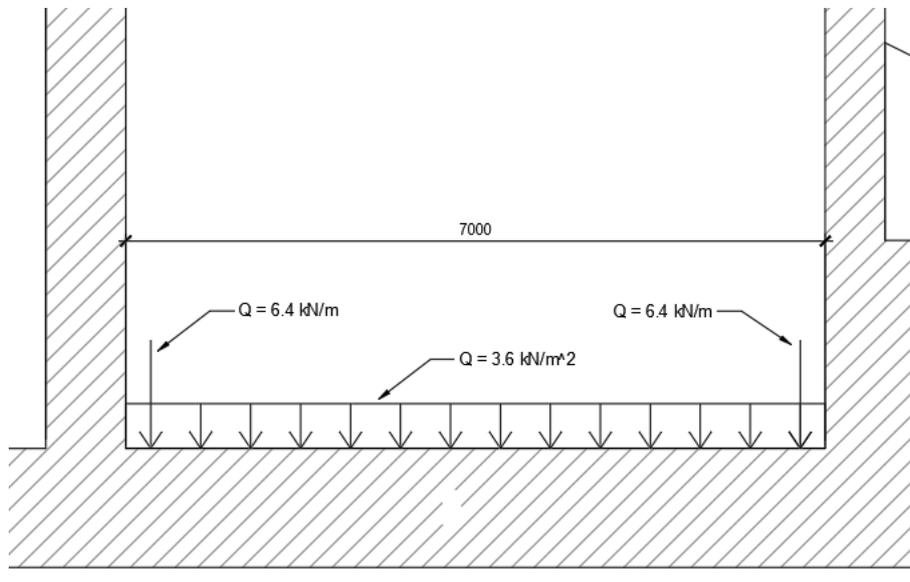
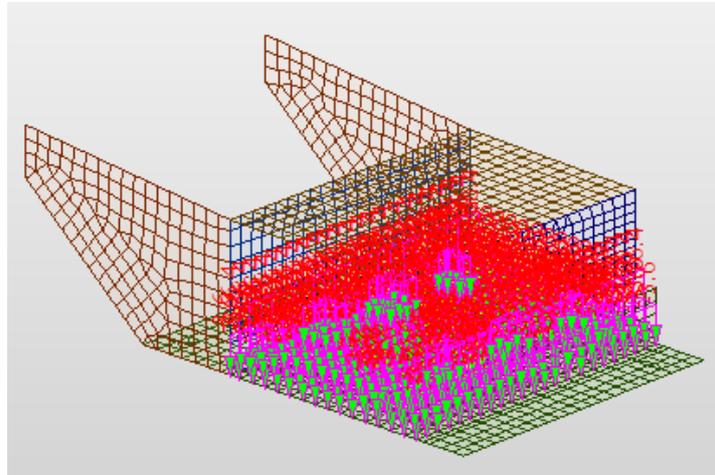
- **G1:** Il peso proprio è stato applicato come self weight e calcolato direttamente dal programma in base alla geometria degli elementi.
- **G2.1:** peso guard rail (come carico distribuito lineare), peso cordoli e pavimentazione (come pressioni) sullo scatolare pari, rispettivamente, a 1.5 kN/m, 4.5 kN/m² (spessore 18 cm) e 2.64 kN/m² (spessore 11 cm).



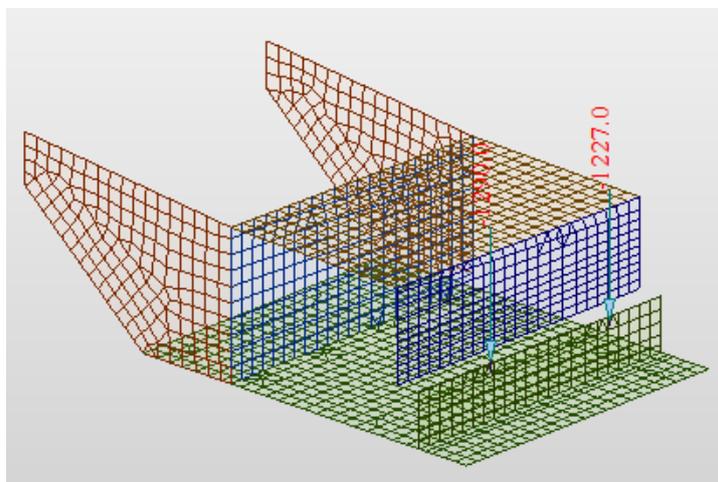
- **G2.1_terreno:** peso del terreno sulla platea retrostante al sottopasso applicato come pressione ($112 \text{ kN/m}^2 = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 6.2 \text{ m}$, dove 6.2 m è la profondità media dell'estradosso fondazione) e peso del terreno di ricoprimento sulla soletta superiore dello scatolare, applicato anch'esso come pressione ($5.76 \text{ kN/m}^2 = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.32 \text{ m}$, dove 0.32m è lo spessore medio)



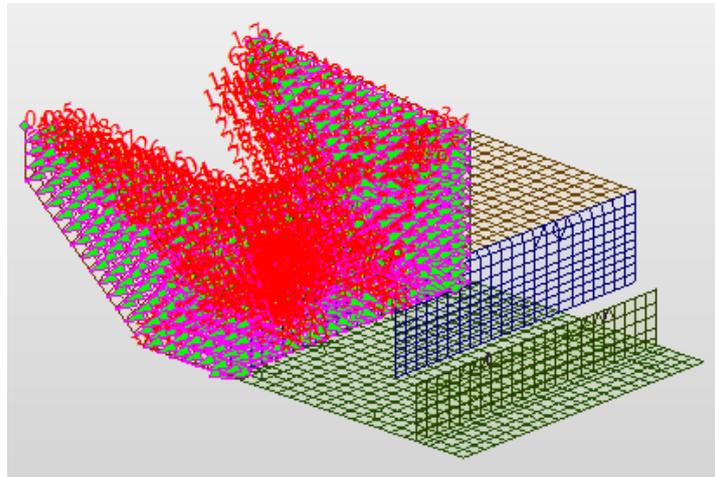
- **G2.2:** pesi portati nel sottopasso, cioè New Jersey e pavimentazione applicati come pressioni



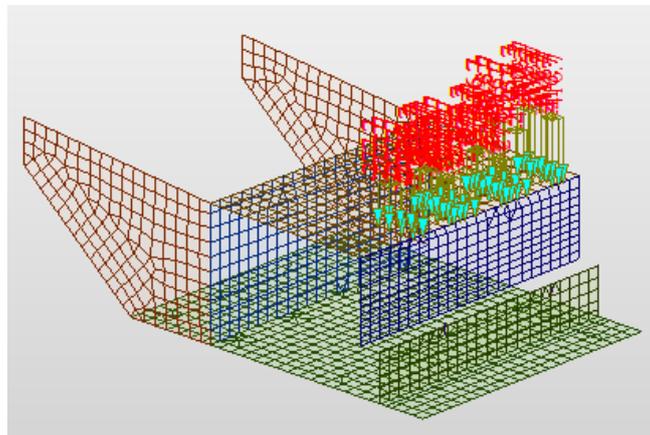
- **G2.3:** portati da impalcato, applicati come carichi nodali sui baggioli (g1+g2)



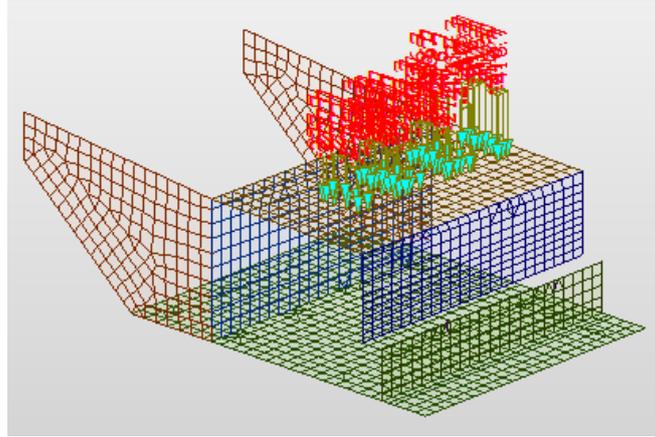
- **G3 M1:** spinte statiche del terreno sul muro retrostante del sottopasso e sui muri andatori, calcolate con i coefficienti dei materiali M1, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 35^\circ$



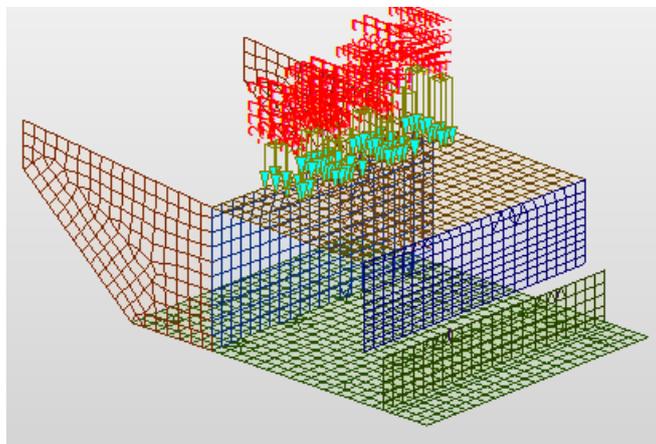
- **G3 M2:** spinte statiche del terreno sul muro retrostante del sottopasso e sui muri andatori, calcolate con i coefficienti dei materiali M2, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 35^\circ$
- **Ms1Dx p:** schema di carico 1, tre corsie disposte in condizione di massima eccentricità con la corsia più sfavorevole a dx, applicati come *plane load* in corrispondenza del paragliaia



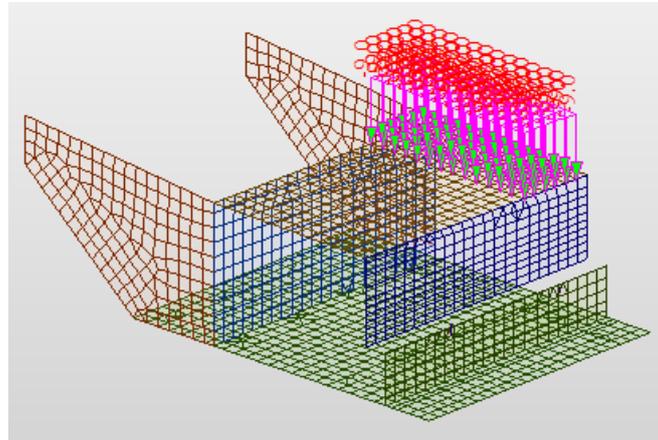
- **Ms1Dx c:** schema di carico 1, tre corsie disposte in condizione di massima eccentricità con la corsia più sfavorevole a dx, applicati come *plane load* in corrispondenza della mezzeria del sottopasso



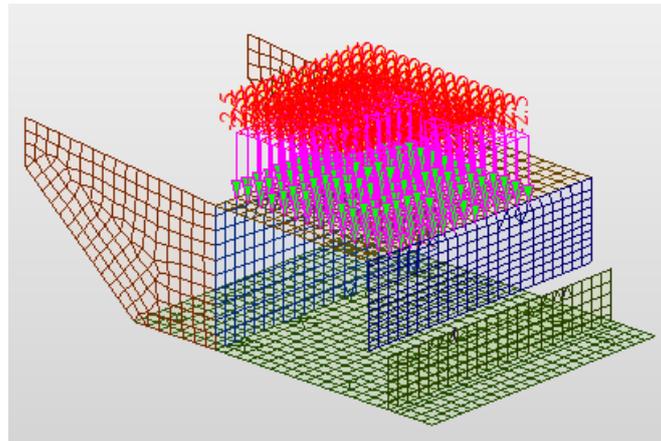
- **Ms1Dx m:** schema di carico 1, tre corsie disposte in condizione di massima eccentricità con la corsia più sfavorevole a dx, applicati come *plane load* in corrispondenza del muro posteriore del sottopasso



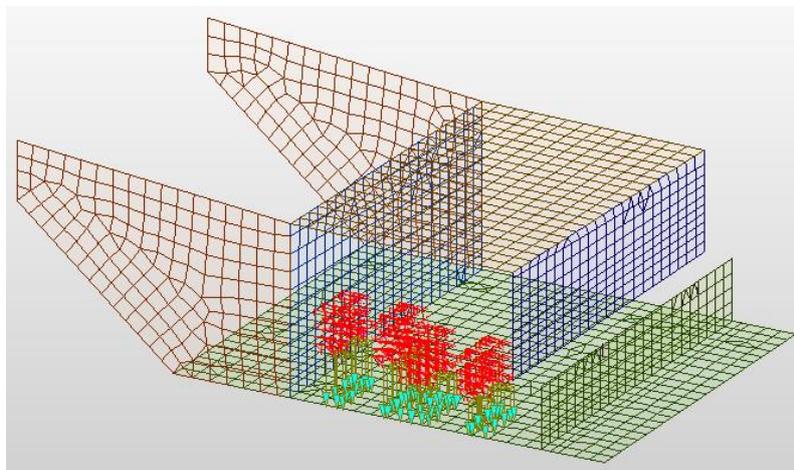
- **Ms d1 Dx 9:** carico distribuito della corsia 1 applicato come pressione (9 kN/m^2)



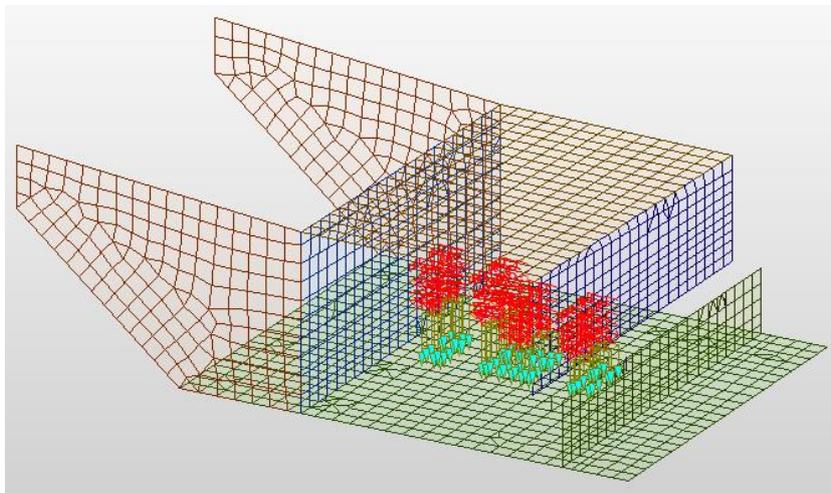
- **Ms d1 Dx 2.5:** carico distribuito delle corsie 2 e 3 e della zona rimanente applicato come pressione (2.5 kN/m^2)



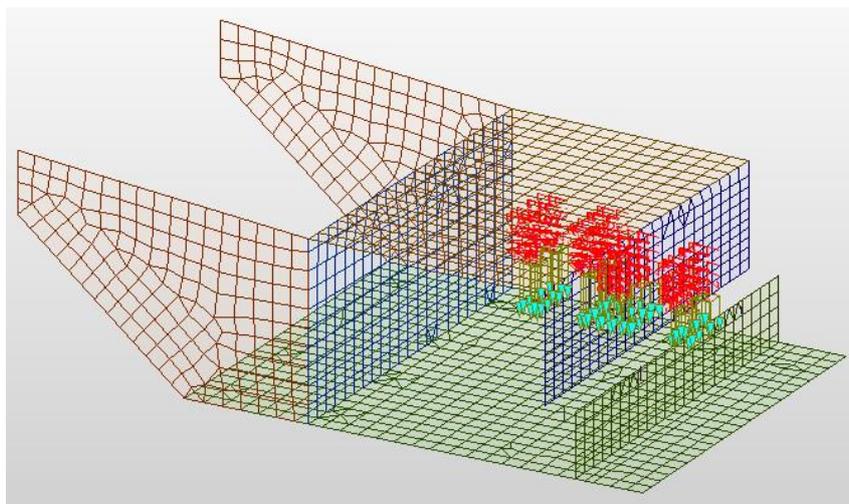
- **Ms 1 Sx p, Ms 1 Sx c, Ms 1 Sx m, Ms d1 Sx 9, Ms d1 Sx 2.5:** carichi mobili applicati come i precedenti ma con la corsia n.1 a sinistra.
- **Q1_T_inf_sx_x0:** schema di carico 1, due corsie disposte in condizione di massima eccentricità con la corsia più sfavorevole a sx, applicati come *plane load* in corrispondenza dell'inizio dello scatolare:



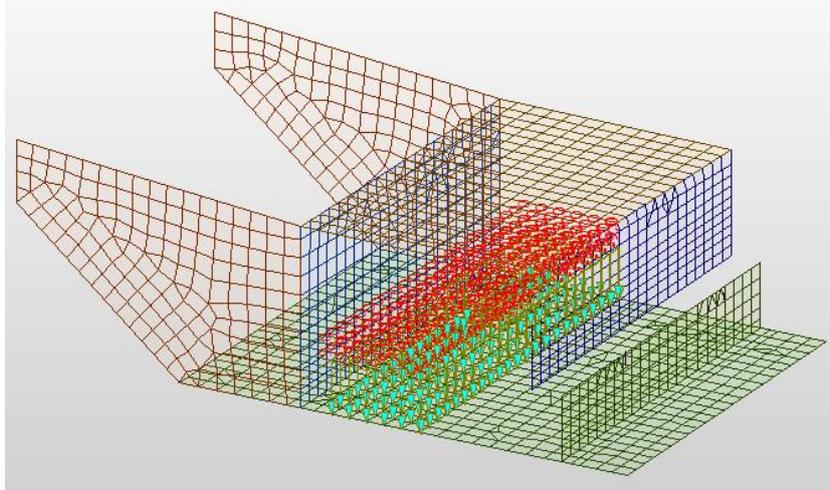
- **Q1_T_inf_sx_c:** schema di carico 1, due corsie disposte in condizione di massima eccentricità con la corsia più sfavorevole a sx, applicati come *plane load* in corrispondenza della mezzeria dello scatolare:



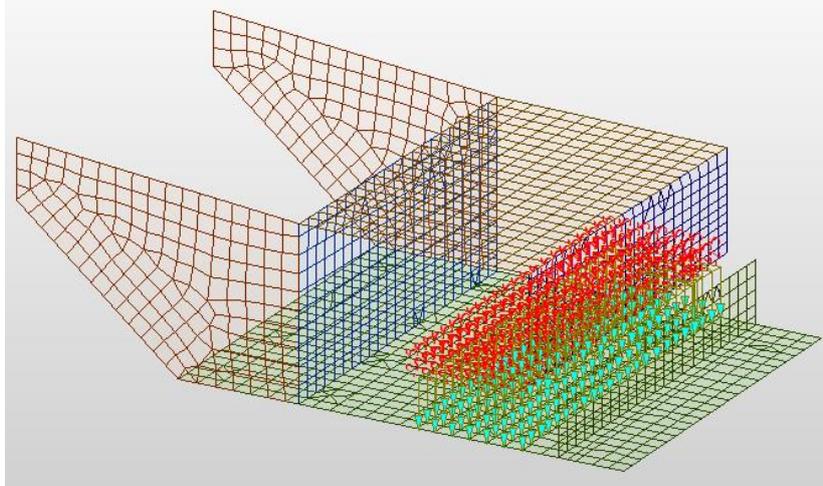
- **Q1_T_inf_sx_x12:** schema di carico 1, due corsie disposte in condizione di massima eccentricità con la corsia più sfavorevole a sx, applicati come *plane load* in corrispondenza della fine dello scatolare:



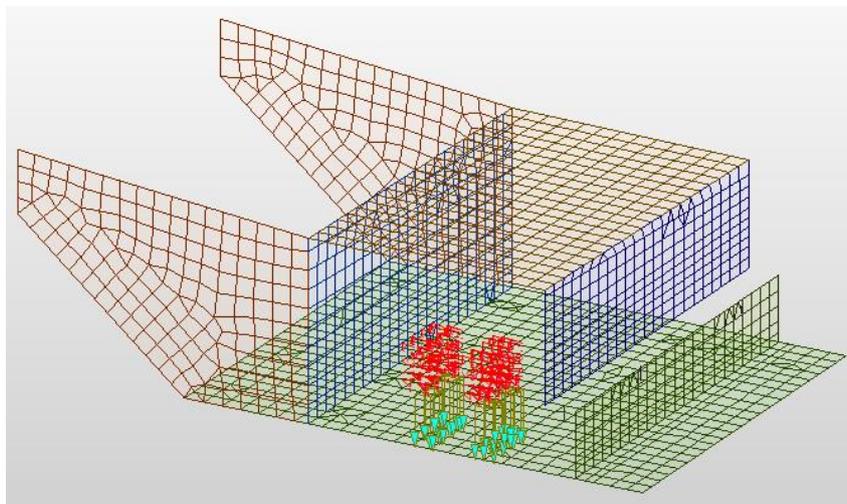
- **Q1_D1_inf_sx:** carico distribuito della corsia 1 applicato come pressione (9 kN/m^2):



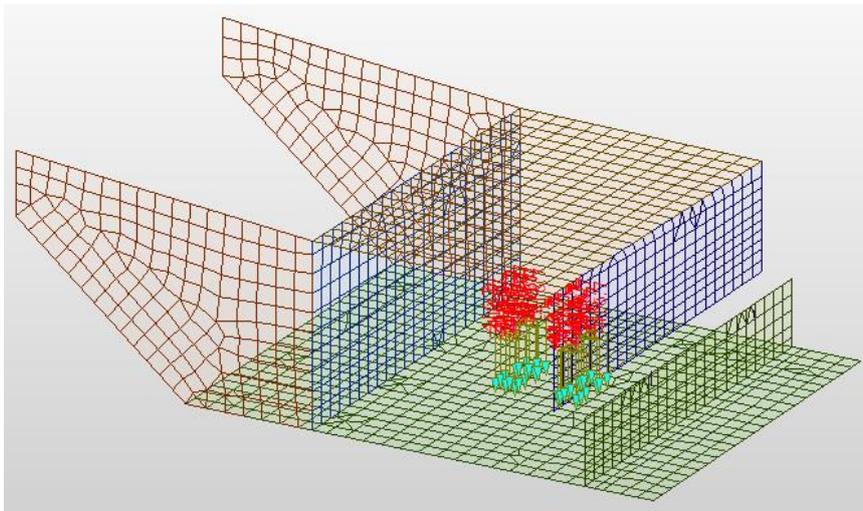
- **Q1_D2_inf_sx**: carico distribuito della corsia 2 e della zona rimanente applicato come pressione (2.5 kN/m²):



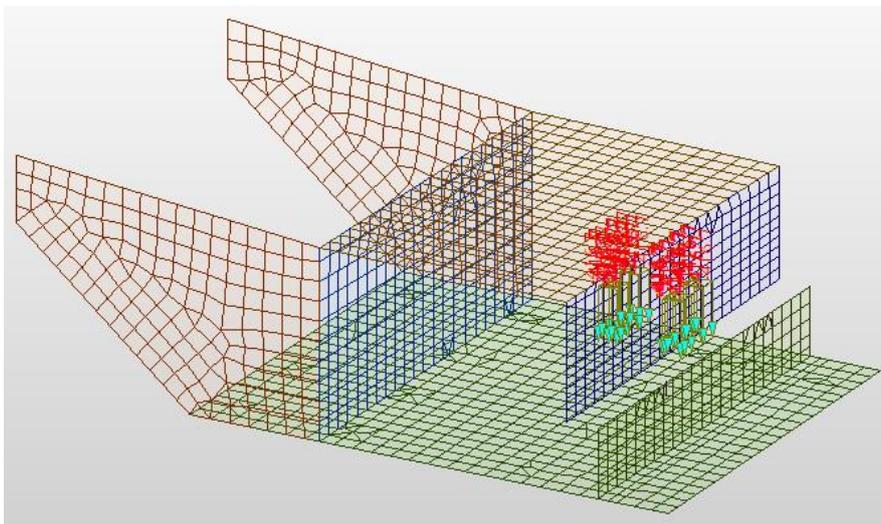
- **Q1_T_inf_dx_x0, Q1_T_inf_dx_c, Q1_T_inf_dx_x12, Q1_D1_inf_sx, Q1_D2_inf_sx**: carichi mobili applicati come i precedenti ma con la corsia n.1 a destra.
- **Q1_T_inf_c_x0**: schema di carico 1, una corsia disposta al centro dello scatolare, applicata come *plane load* in corrispondenza dell'inizio dello scatolare:



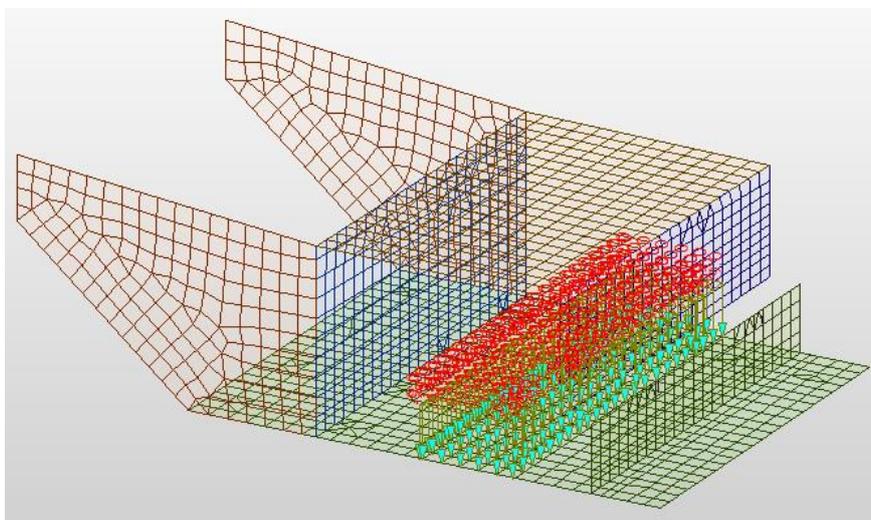
- **Q1_T_inf_c_c**: schema di carico 1, una corsia disposta al centro dello scatolare, applicata come *plane load* in corrispondenza della mezzeria dello scatolare:



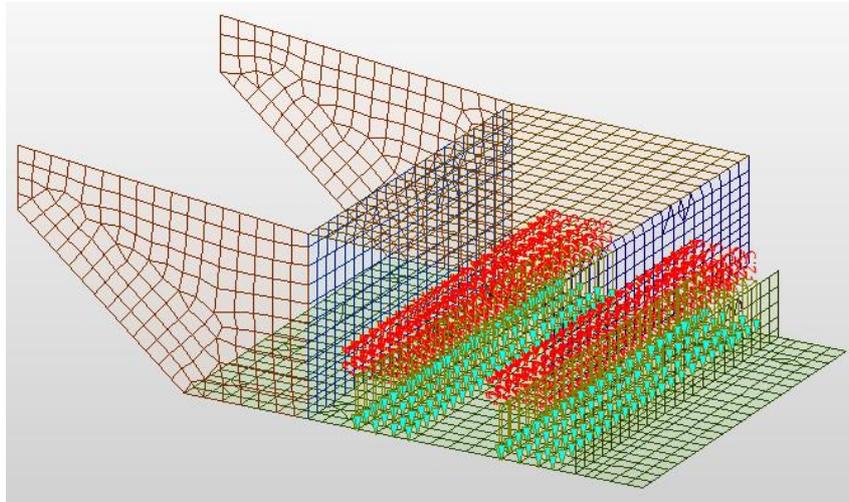
- **Q1_T_inf_c_x12:** schema di carico 1, una corsia disposta al centro dello scatolare, applicata come *plane load* in corrispondenza della fine dello scatolare:



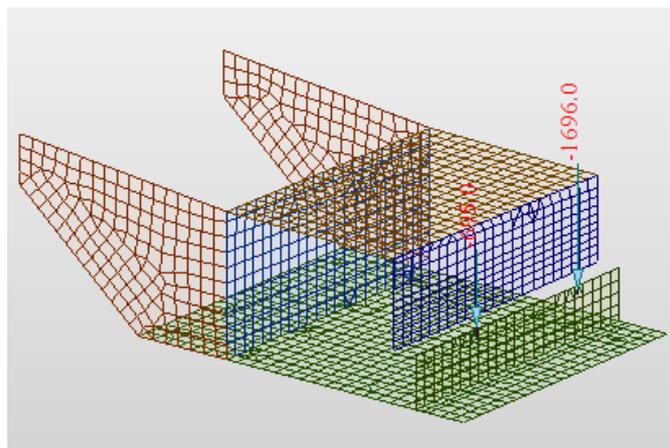
- **Q1_D1_inf_c:** carico distribuito della corsia 1 applicato come pressione (9 kN/m²)



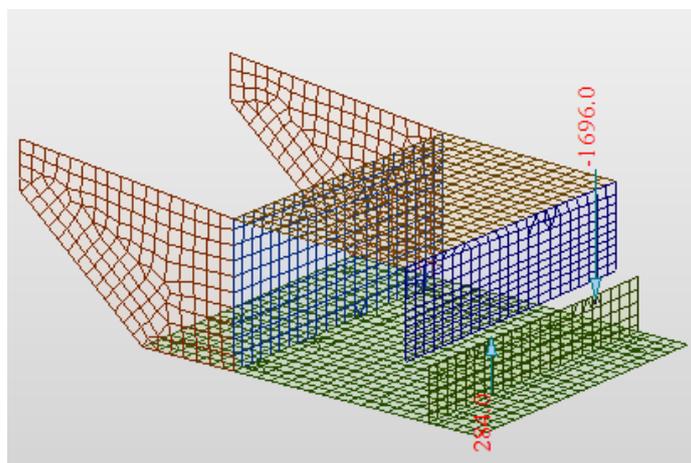
- **Q1_D2_inf_c:** carico distribuito della zona rimanente applicato come pressione (2.5 kN/m^2)



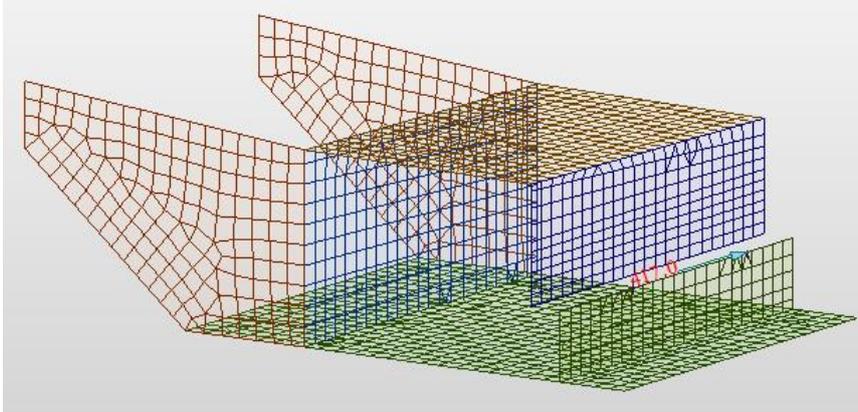
- **Imp. MaxCsx:** scarichi massimi su entrambe le travi dell'impalcato dovuti ai carichi mobili, applicati come carichi nodali



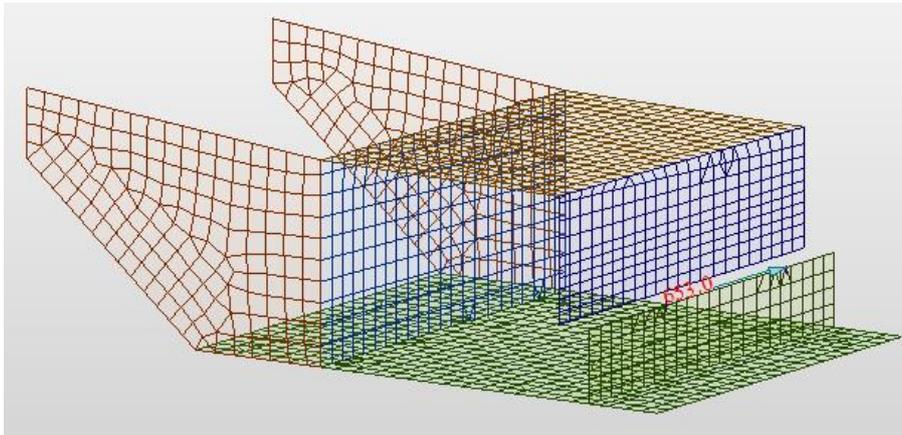
- **Imp. MaxEsx:** scarichi dell'impalcato dovuti ai carichi mobili in configurazione di massima eccentricità, applicati come carichi nodali



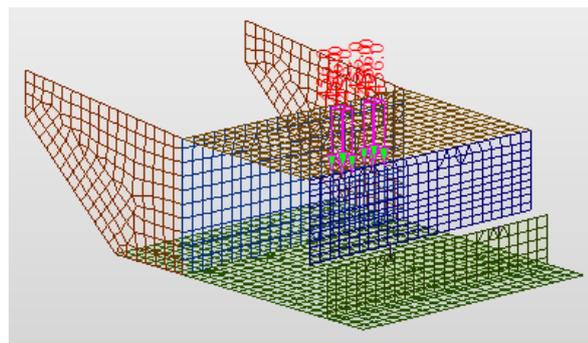
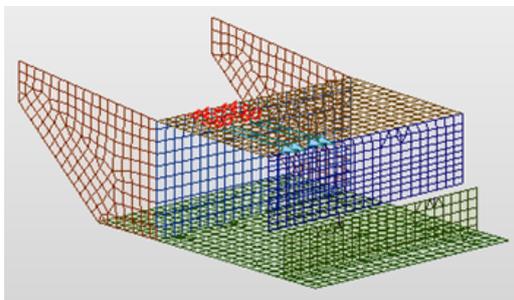
- **Imp. Vento scarico:** scarichi nodali dell'impalcato dovuti al vento in condizioni di assenza di carichi mobili



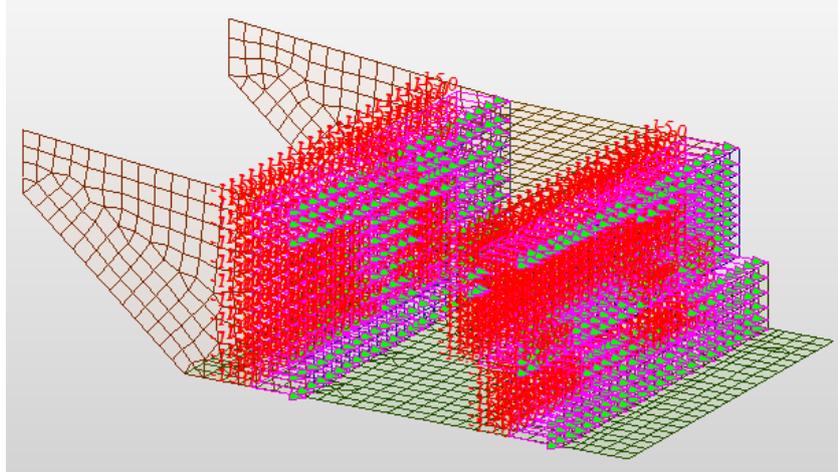
- **Imp. Vento carico:** scarichi nodali dell'impalcato dovuti al vento in condizioni di presenza di carichi mobili



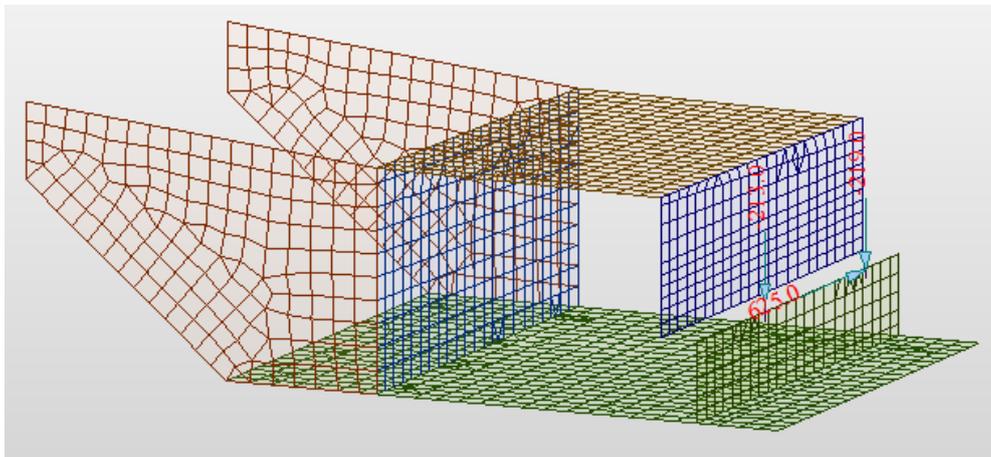
- **Frenatura:** azione di frenatura applicata come carichi puntuali orizzontali e carichi verticali di impronte di veicolo



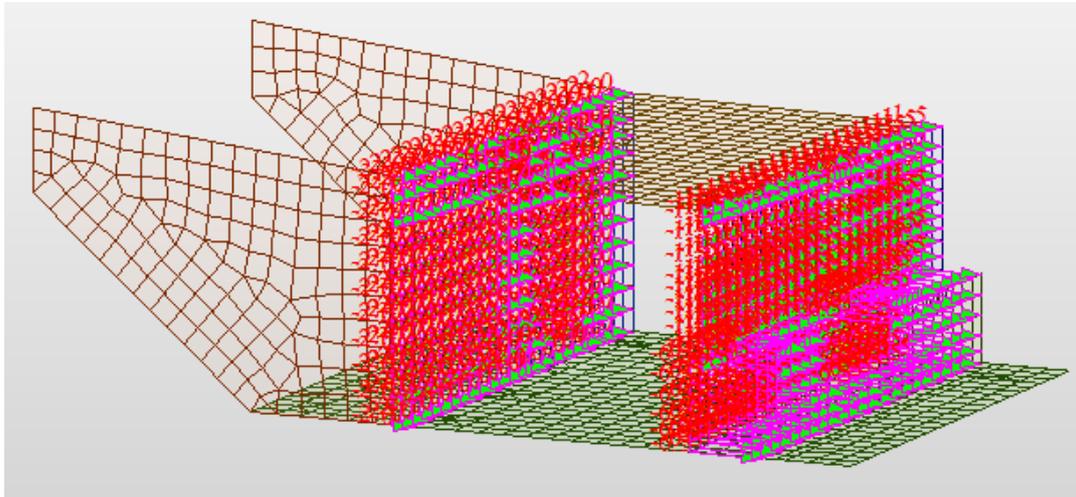
- **Wood M1:** sovrappinta sismica calcolata col metodo di Wood e con coefficienti di sicurezza M1, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 35^\circ$ e applicata come pressione uniforme sul muro del sottopasso e sul muro frontale



- **Sisma impalcato SLV:** azioni nodali sui baggioli corrispondenti agli scarichi dell'impalcato dovuti al sisma allo SLV



- **Sisma spalla:** azione inerziale dei muri trasversali dovute al sisma, applicata come pressione calcolate come: $\gamma_{cls} \cdot t_{muro} \cdot a_g \cdot S$



Nella tabella seguente si riportano le azioni derivanti dall'impalcato:

APPOGGI	Trave sx			Trave dx			Mtrasv [kNm]
	N (z) [kN]	T (x) [kN]	T (y) [kN]	N (z) [kN]	T (x) [kN]	T (y) [kN]	
SPALLA SA							
Fase 1 - g	955	0	0	910	0	0	134
Fase 2 - p	335	0	0	317	0	0	54
Cedimenti_c1	30	0	0	27	0	0	10
Cedimenti_c2	-16	0	0	-14	0	0	-6
T uniforme	-149	0	0	-122	0	0	-78
Ritiro	-96	19	1	-79	-19	1	-52
Max Permanenti	1565	-19	-1	1456	19	-1	328
Min Permanenti	1029	19	1	1012	-19	1	52
<i>Fase 3 - mobili</i>							
Massimo carico - trave sx - TANDEM	337			291			140
Massimo carico - trave sx - DISTRIBUITO	357			136			663
Minimo carico - trave sx - TANDEM	-86			-72			-44
Minimo carico - trave sx - DISTRIBUITO	-198			510			-2124
Massimo carico - trave dx - TANDEM	302			904			-1806
Massimo carico - trave dx - DISTRIBUITO	204			792			-1765
Minimo carico - trave dx - TANDEM	-86			-72			-44
Minimo carico - trave dx - DISTRIBUITO	-45			-146			303
Folla	140			-40			541
Vento Ponte Carico	0	0	0	0	0	-653	
Vento Ponte Scarico	0	0	0	0	0	-417	
Sisma Longitudinale SLV (+/-)	8	1	0	6	1	2	5
Sisma Trasversale SLV (+/-)	213	0	0	219	0	625	1781
Sisma Longitudinale SLC (+/-)	10	1	0	8	1	2	6
Sisma Trasversale SLC (+/-)	268	0	0	275	0	782	2230
Centrifuga	-6	0	0	6	0	16	46
Frenatura (+/-)	2	-1	5	-289	-1	-2	
Attrito vincoli	0	78	0	0	73	0	

8.2 Combinazioni dei carichi

Le combinazioni agli SLU, GEO (per le verifiche geotecniche) e sismiche dei carichi sopra riportati sono le seguenti:

Nome combinazione	G1	G2.1	G2.1_terreno	G2.2	G2.3	G3 M1	G3 M2	Ms1Dx p	MsDSx c	Ms3Dx m	Ms d1 Dx 9	Ms d2 Dx 2.5
STR1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35						
STR2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35						
STR3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35		1.35			1.35	1.35
STR4	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			1.35		1.35	1.35
STR5	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35				1.35	1.35	1.35
STR6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35						
STR7	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35						
STR8	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35						
STR9	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35						
STR10	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35						
STR11	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35						
STR12	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35						
GEO-M2-1	1	1	1	1	1	1		1				
GEO-M2-2	1	1	1	1	1	1		1				
GEO-M2-3	1	1	1	1	1	1		1.15			1.15	1.15
GEO-M2-4	1	1	1	1	1	1		1	1.15		1.15	1.15
GEO-M2-5	1	1	1	1	1	1		1		1.15	1.15	1.15
GEO-M2-6	1	1	1	1	1	1		1				
GEO-M2-7	1	1	1	1	1	1		1				
GEO-M2-8	1	1	1	1	1	1		1				
GEO-M2-9	1	1	1	1	1	1		1				
GEO-M2-10	1	1	1	1	1	1		1				
GEO-M2-11	1	1	1	1	1	1		1				
GEO-M2-12	1	1	1	1	1	1		1				
Sisma 1	1	1	1	1	1	1	1					
Sisma 2	1	1	1	1	1	1	1					

Nome combinazione	Ms1Sx p	Ms2Sx c	Ms3Sx m	Ms d1 Sx 9	Ms d2 Sx 2.5	Imp.MaxCx	Imp.MaxEx	Imp.Vento Scarico	Imp.Vento Carico	frenatura	Wood M1	Sisma Impalcato SLV	Sisma Spalla
STR1													
STR2								1.5					
STR3									0.9		1.35		
STR4									0.9		1.35		
STR5									0.9		1.35		
STR6	1.35			1.35	1.35				0.9		1.35		
STR7		1.35		1.35	1.35				0.9		1.35		
STR8			1.35	1.35	1.35				0.9		1.35		
STR9						1.35			0.9				
STR10							1.35		0.9				
STR11									0.9				
STR12									0.9				
GEO-M2-1													
GEO-M2-2									1.3				
GEO-M2-3									0.78		1.35		
GEO-M2-4									0.78		1.35		
GEO-M2-5									0.78		1.35		
GEO-M2-6	1.15			1.15	1.15				0.78		1.35		
GEO-M2-7		1.15		1.15	1.15				0.78		1.35		
GEO-M2-8			1.5	1.15	1.15				0.78		1.35		
GEO-M2-9						1.15			0.78				
GEO-M2-10							1.15		0.78				
GEO-M2-11									0.78				
GEO-M2-12									0.78				
Sisma 1											1	1	1
Sisma 2											-1	-1	-1

Per ricavare le sollecitazioni più gravose, sono stati prodotti gli inviluppi SLU, GEO e sisma.

Si precisa che i carichi mobili applicati alla soletta inferiore del sottopasso riportati al paragrafo precedente sono stati aggiunti alle combinazioni di carico sopra riportate comprensive di carichi mobili.

8.3 Caratteristiche della sollecitazione

Si riportano gli andamenti delle sollecitazioni più gravosi sui vari elementi strutturali ottenuti dagli involuipi delle combinazioni riportate al paragrafo precedente. Si mostra inoltre l'orientazione degli assi locali degli elementi *plate* in modo tale da chiarire il significato delle sollecitazioni. In generale si ha:

- M_{xx} : tende le fibre lungo l'asse locale x
- M_{yy} : tende le fibre lungo l'asse locale y

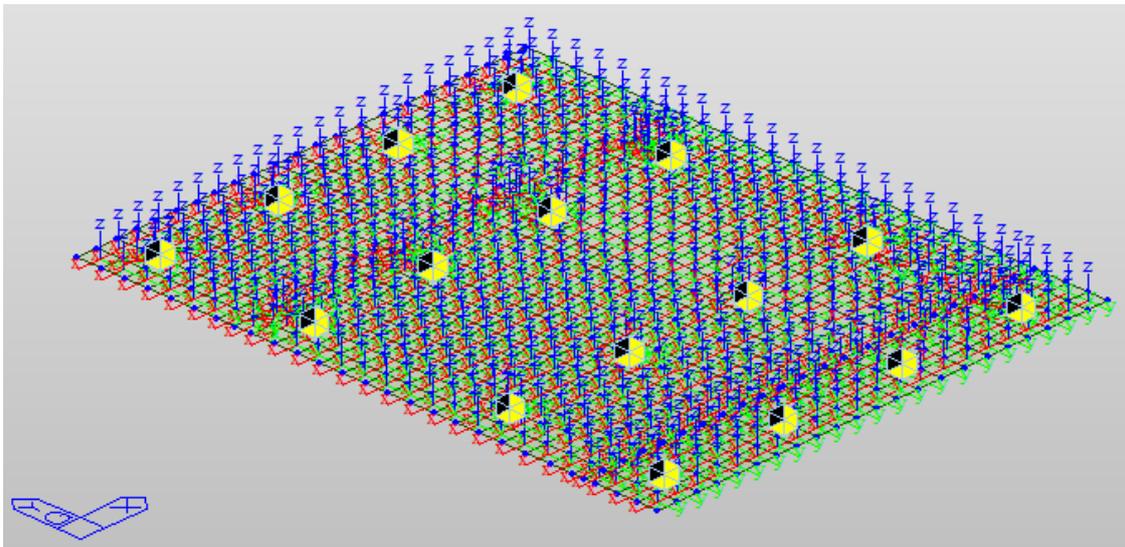


Figura 12– assi locali della platea di fondazione

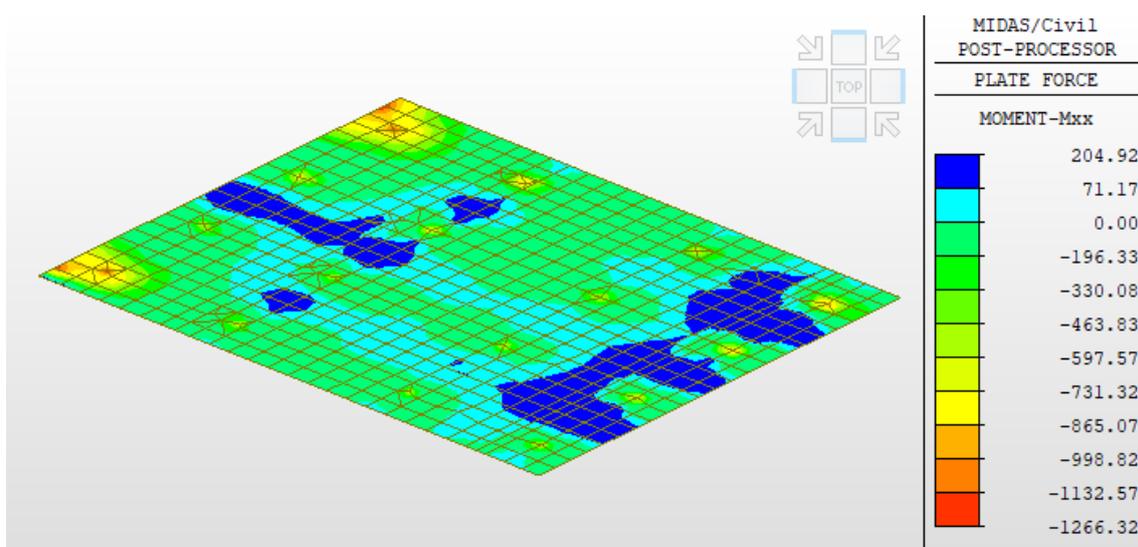


Figura 13– Platea di fondazione – M_{xx} [kNm/m], involuipo STR

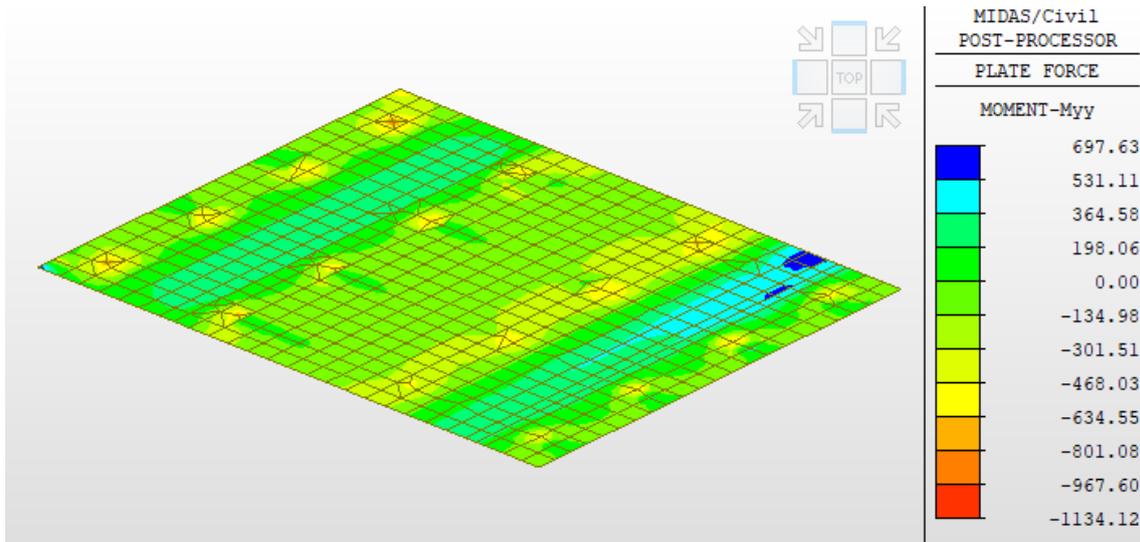


Figura 14– Platea di fondazione – Myy [kNm/m], involucro STR

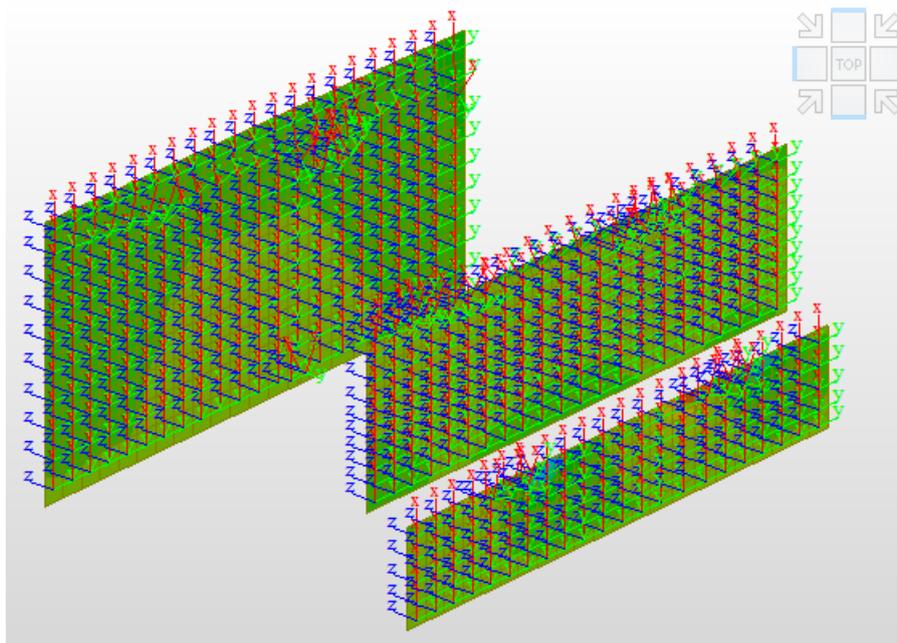


Figura 15– assi locali dei muri verticali in elevazione

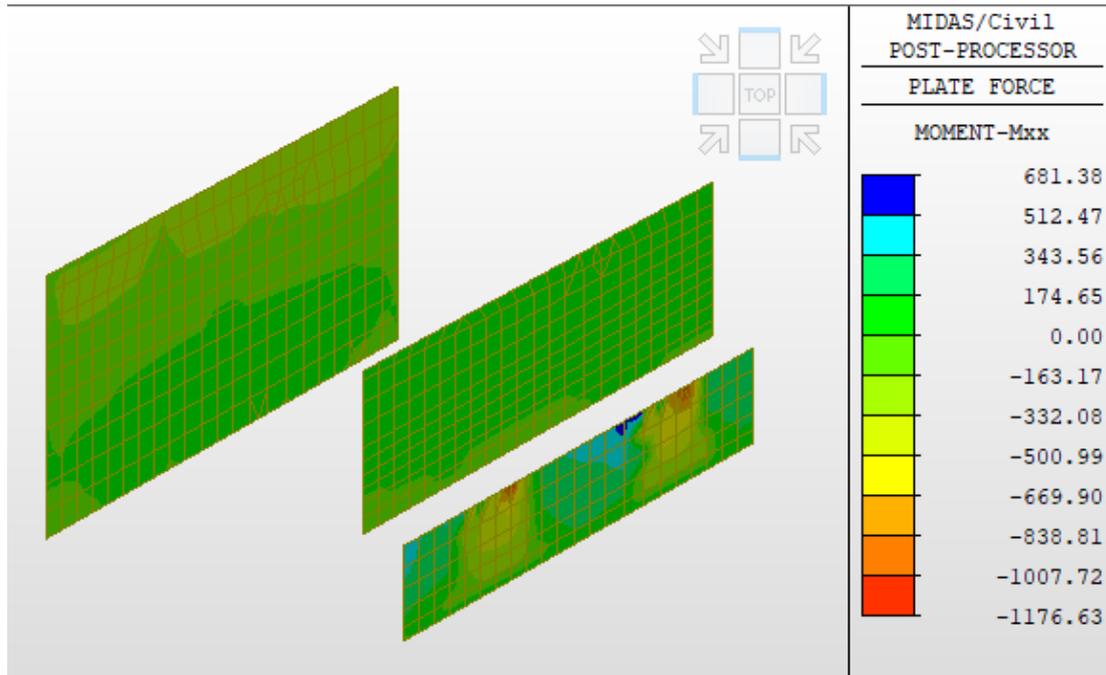


Figura 16 : Elevazione, muri verticali – Mxx [kNm/m], involucro STR

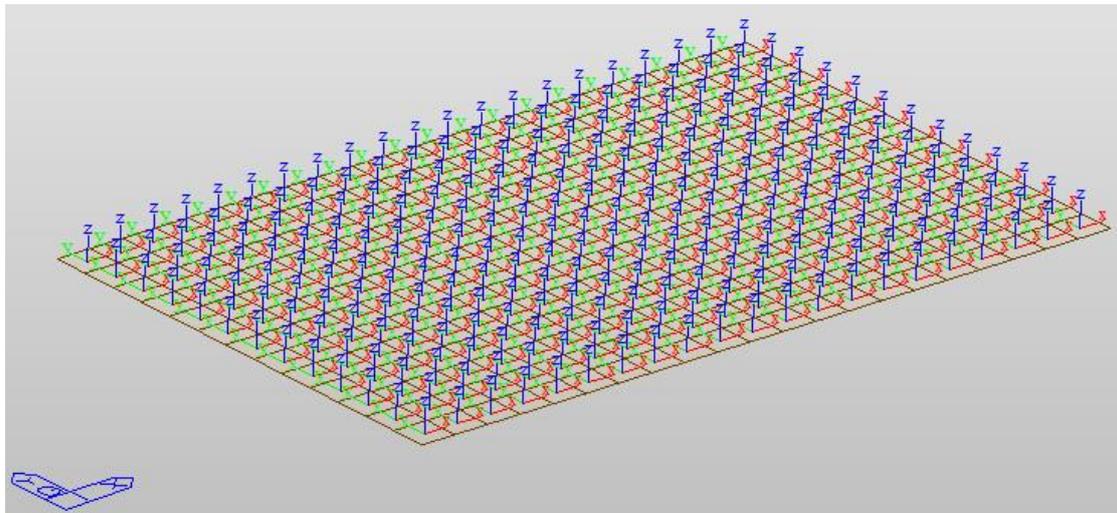


Figura 17– Elevazione, muro orizzontale sottopasso – assi locali

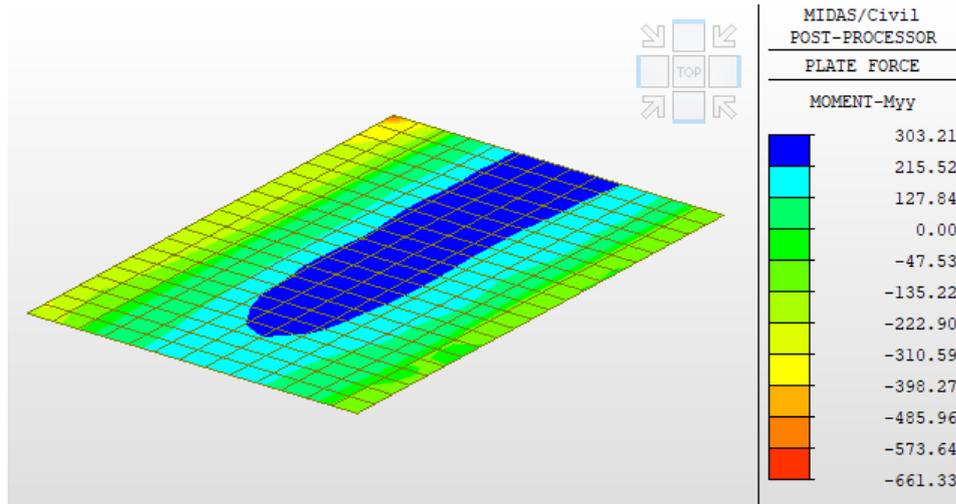


Figura 18– Elevazione, soletta superiore del sottopasso – Myy [kNm/m], involucro STR

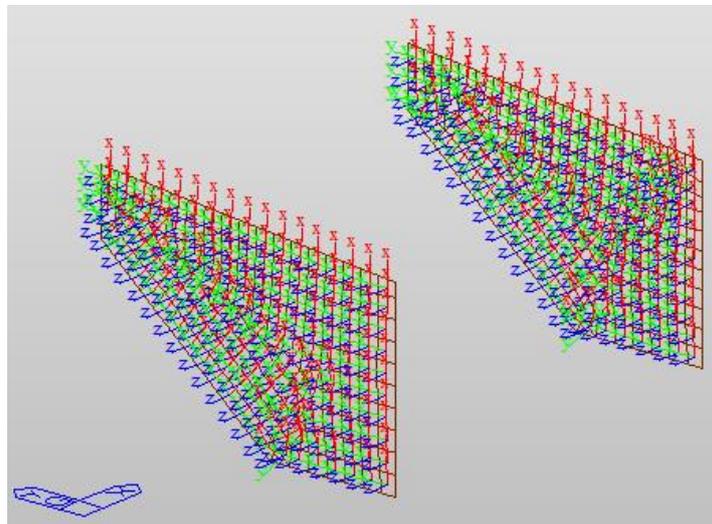


Figura 19: Elevazione, muri andatori – assi locali

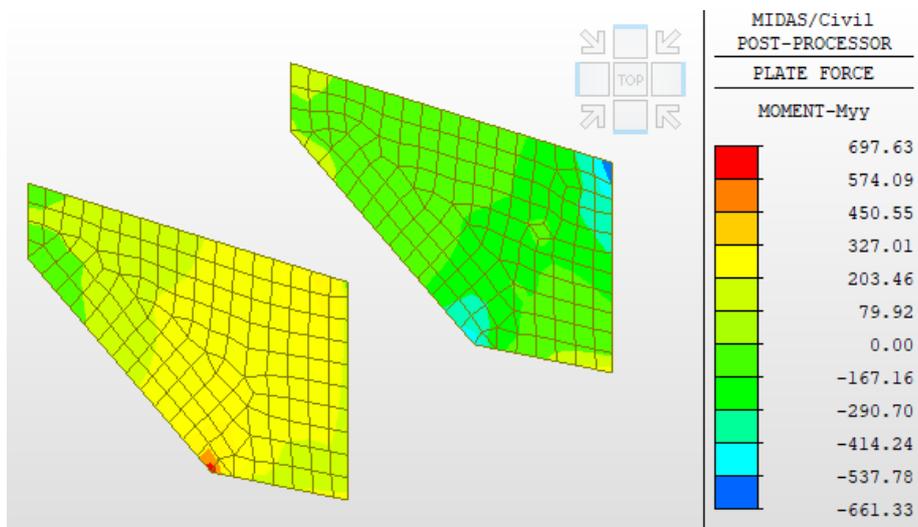


Figura 20: Elevazione, muri andatori – Myy [kNm/m], involucro STR

8.4 Verifiche

Si riportano le verifiche a flessione, pressoflessione e taglio effettuate per le sollecitazioni più gravose sui vari elementi strutturali.

Le verifiche condotte sono agli SLU considerando i seguenti coefficienti di sicurezza:

- Coefficiente di sicurezza cls a compressione: 1.5
- Coefficiente di sicurezza cls a trazione: 1.5
- Coefficiente di sicurezza acciaio: 1.15

La verifica a flessione viene condotta controllando che l'azione sollecitante Med sia inferiore o uguale alla resistenza Mrd, come indicato al §4.1.2.3.4.2 delle NTC2018.

Per la verifica a pressoflessione si controlla che le coppie di sollecitazioni (N,M) siano all'interno del dominio di resistenza N-M calcolato sulla base della geometria della sezione e dei valori limite di resistenza dei materiali f_{cd} e f_{yd} .

Tutte le verifiche riportate sono riferite ad una larghezza di sezione unitaria coerentemente alle sollecitazioni, che sono riferite al metro lineare; gli sforzi normali sono di trazione se negativi.

I momenti denominati "Mxx" tendono le fibre lungo l'asse locale x mentre i momenti denominati "Myy" tendono le fibre lungo l'asse locale y; le azioni di trazione o compressione denominate "Fxx" agiscono lungo l'asse locale x mentre quelle denominate "Fyy" agiscono lungo l'asse locale y.

Si riportano inoltre le verifiche di fessurazione condotte in combinazione SLE frequente ai sensi del § 4.1.2.2.4. delle NTC18 applicando le procedure di calcolo indicate nella norma UNI EN 1992-1-1:2005 al §7.3. Per tali verifiche sono state considerate condizioni ambientali ordinarie corrispondenti ad una classe di esposizione XC2 (tabella 4.1.III); trattando armature poco sensibili, dalla tabella 4.1.IV si ricava il valore limite di apertura delle fessure:

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

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

Si ottiene un limite pari a $w_3 = 0.4$ mm per la combinazione frequente.

La sollecitazione SLE frequente utilizzata è stata ottenuta dall'involuppo delle seguenti combinazioni:

$$g_1+g_2+g_3+0.2 \cdot q_5; g_1+g_2+g_3+0.75 \cdot Q_1+0.4 \cdot q_1+\text{frenatura}; g_1+g_2+g_3+0.75 \cdot Q_1+0.4 \cdot q_1$$

8.4.1 Platea di fondazione

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 120 cm.

Si verifica la sezione considerando i momenti negativi e positivi significativi agenti nelle due direzioni dell'elemento (la direzione x è quella trasversale all'impalcato e la y quella longitudinale).

- $M_{xx,-} = -1240 \text{ kNm/m}$
- $M_{yy,-} = -758 \text{ kNm/m}$

Si mostrano di seguito le tracce (*cutting lines*) secondo cui sono stati ricavati tali valori:

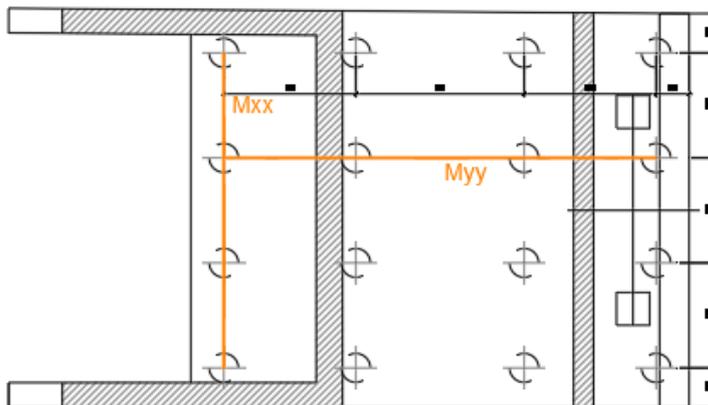


Figura 21: Schema per le cutting lines a momento negativo

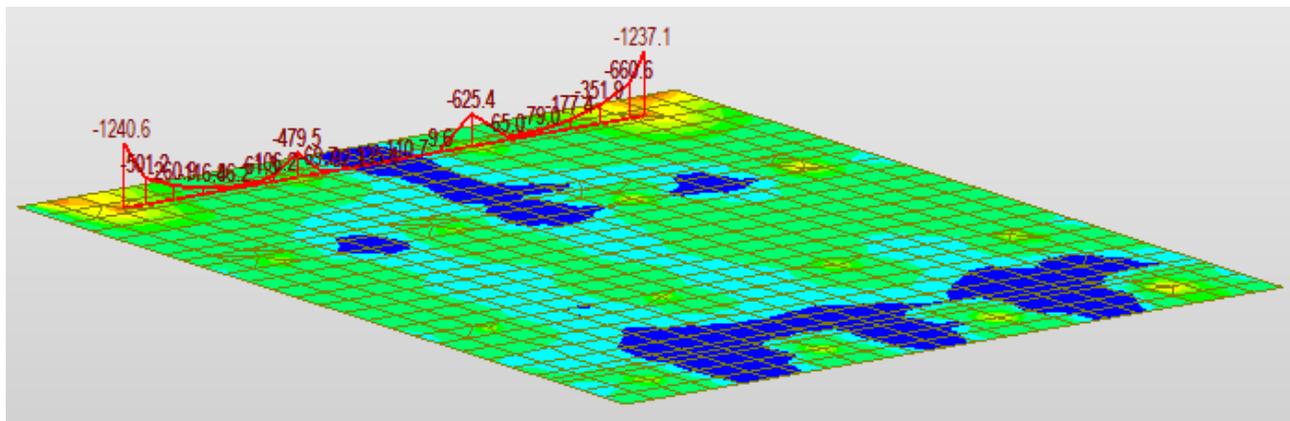


Figura 22: Cutting line a momento negativo, M_{xx} [kNm/m]

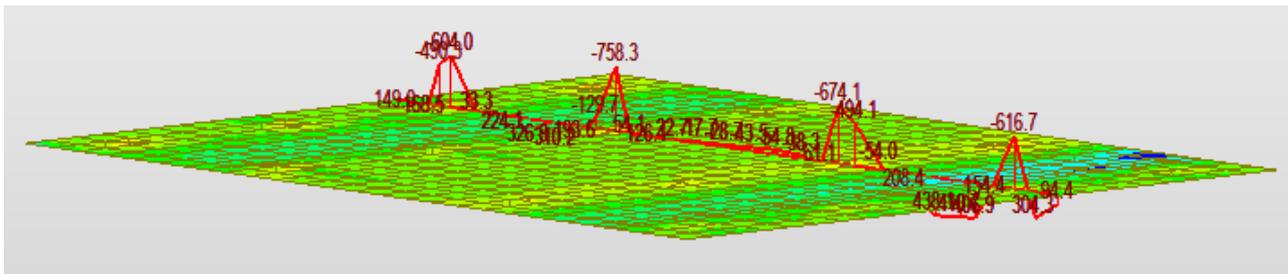


Figura 23: Cutting line a momento negativo, M_{yy} [kNm/m]

- $M_{xx,+} = 138$ kNm/m
- $M_{yy,+} = 307$ kNm/m

Si mostrano di seguito le tracce (*cutting lines*) secondo cui sono stati ricavati tali valori:

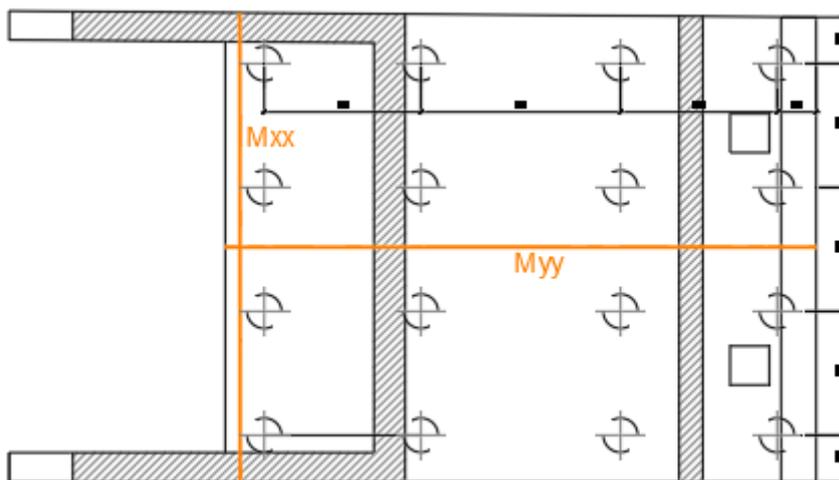


Figura 24: Schema per le cutting lines a momento positivo

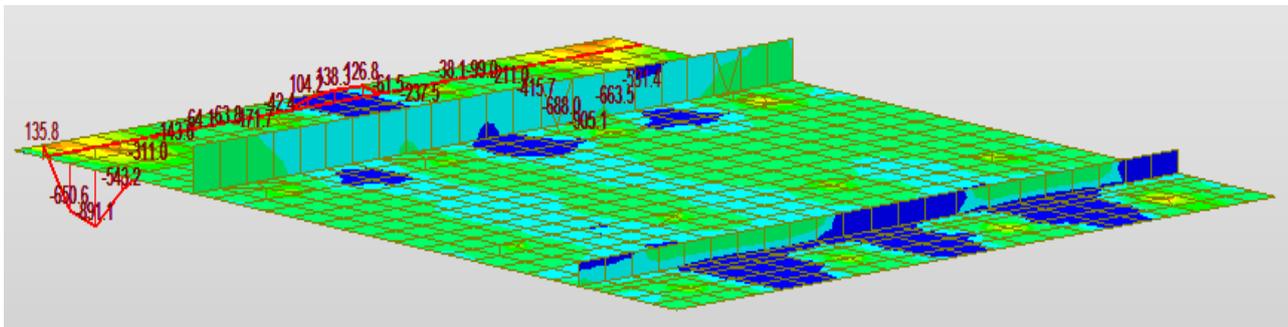


Figura 25: Cutting line a momento positivo, M_{xx} [kNm/m]

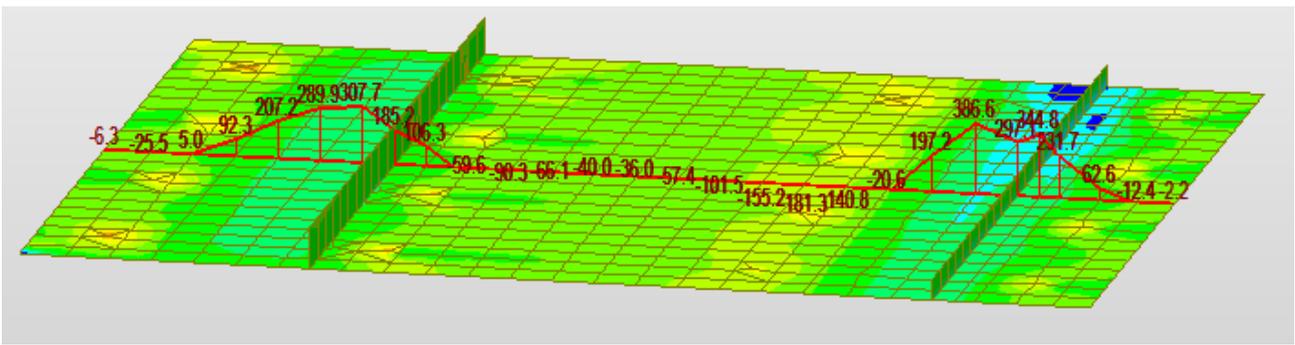


Figura 26: Cutting line a momento positivo, M_{yy} [kNm/m]

La platea viene armata con una maglia di ferri $\phi 26$ passo 20 inferiori e una maglia di barre $\phi 20$ passo 20 cm superiormente. In corrispondenza della fila posteriore di pali, l'armatura superiore viene raddoppiata.

VERIFICA A MOMENTO NEGATIVO

Si verifica la sezione a momento negativo massimo considerando 5 barre $\phi 26$ inferiori e 10 barre $\phi 20$ superiori.

$M_{-,max} = -1240$ kNm/m

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	31,42	5,5
			2	26,55	114,2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -1240 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C28/35

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} -1.362 kN m
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 53,58 ‰
d 114,5 cm
x 7,021 x/d 0,06132
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 cm Col. modello

Precompresso

VERIFICA A FESSURAZIONE

Si riporta in modo sintetico la verifica effettuata secondo le indicazioni del §7.3 della UNI EN 1992-1-1:2005.

SLE - Combinazione frequente					
Verifica quantitativo minimo di armatura					
$f_{ct,eff}$	2.77	MPa	<i>tensione di aderenza acciaio-cls</i>		
k	0.65	-	<i>coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi</i>		
$M_{Ed,SLEfreq}$	-920	kNm	Fessure prima di 28 giorni?	no	
Breve termine					
Sezione non fessurata			Sezione fessurata		
$\sigma_{c,comp}$	3.57	MPa	$\sigma_{c,comp}$	8.08	MPa
$\sigma_{s,comp}$	20.95	MPa	$\sigma_{s,comp}$	36.19	MPa
$\sigma_{s,teso}$	-20.95	MPa	$\sigma_{s,teso}$	270.31	MPa
$\sigma_{c,teso}$	-3.55	MPa			
			$\sigma_{s,teso}$	270.31	MPa
k_c	0.104	-	<i>coeff. per forma distribuzione tensioni pre-fessurazione</i>		
$A_{s,min}$	414	mm ²	≤	A_s	3142 mm ²

Verifica fessurazione					
Barre	Aderenza migliorata	Ferro	agg		
K1	0.8	<i>coefficiente aderenza armatura</i>			
K2	0.5	<i>coefficiente di distribuzione delle tensioni</i>			
K3	3.4				
K4	0.425	← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)			
p medio	100 mm	<i>distanza media fra le barre tese</i>			
Φ_{eq}	20.0 mm	<i>diametro equivalente</i>			
hc,eff	138 mm	<i>altezza tesa efficace</i>			
A _{eff}	137,500 mm ²	<i>area tesa efficace</i>			
A _s	3,142 mm ²	<i>armatura tesa</i>			
ρ_{peff}	0.0228 -	<i>rapporto geometrico di armatura efficace</i>			
ricopr _{net}	45.0 mm	<i>ricoprimento netto barre tese</i>			
$s_{r,max}$	302 mm	<i>distanza massima tra le fessure</i>			
α_e	6.50 -	<i>coeff. omogeneizzazione</i>			
k_t	0.60 -	<i>coeff. omogeneizzazione</i>			
σ_s	270.3 MPa	<i>tensione nell'acciaio</i>			
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	8.899E-04 -	<i>scorrimento acciaio calcestruzzo</i>			
w_k	0.269 mm	<i>apertura della fessura</i>		≤	0.400

VERIFICA A MOMENTO POSITIVO

Si verifica la sezione a momento positivo massimo considerando 5 barre $\phi 26$ inferiori e 5 barre $\phi 20$ superiori.

$M_{+,max} = 307 \text{ kNm/m}$

File **Materiali** **Opzioni** **Visualizza** **Progetto Sez. Rett.** **Sismica** **Normativa: NTC 2008** ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	15,71	5,5
			2	26,55	114,2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

M_{xRd} kN m
σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 56,96 ‰
d 114,2 cm
x 6,611 x/d 0,05789
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

VERIFICA A FESSURAZIONE

Si riporta in modo sintetico la verifica effettuata secondo le indicazioni del §7.3 della UNI EN 1992-1-1:2005.

SLE - Combinazione frequente			
f _{ct,eff}	2.77	MPa	tensione di aderenza acciaio-cls
k	0.65	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi
M _{Ed,SLEfreq}	270	kNm	Fessure prima di 28 giorni? <input type="text" value="no"/>
Breve termine			
Sezione non fessurata			
σ _{c,comp}	-1.07	MPa	
σ _{s,comp}	-6.32	MPa	
σ _{s,teso}	6.25	MPa	
σ _{c,teso}	1.06	MPa	

La tensione di trazione nel calcestruzzo è inferiore allo stato limite di formazione delle fessure $f_{ctm}/1.2 = 3.02/1.2 = 2.52 \text{ Mpa}$, §4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

8.4.2 Muro frontale

Il muro frontale viene verificato a pressoflessione considerando il momento che lo flette in senso verticale (cioè M_{xx}) e il corrispondente sforzo normale F_{xx} .

Il momento massimo alla base (trascurando gli effetti locali dovuti ai carichi nodali applicati sugli elementi rappresentanti i baggioli), si ottiene dall'involuppo delle combinazioni sismiche:

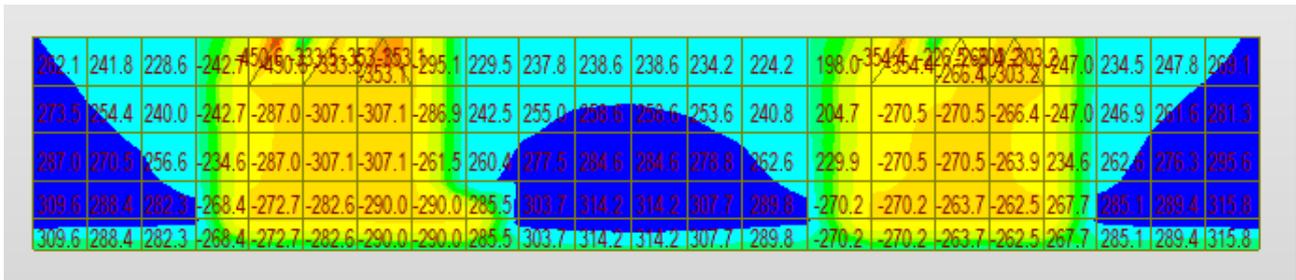


Figura 27: andamento M_{xx} , muro frontale, involucro SISMA [kNm/m]

$M_{max} = 314 \text{ kNm/m}$

Lo sforzo normale concomitante è:

$F_{xx} = 336 \text{ kN/m}$ (di compressione)

Si riporta di seguito la verifica della sezione di base pari a 1m e altezza pari a 2.6m e considerando 5 barre $\phi 20$ interne ed esterne come armatura verticale resistente:

Titolo : _____

N° strati barre 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	260	1	15,71	6
			2	15,71	254

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 336 0 kN
 M_{xEd} 314 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M M_{Rd} 1.969 kN m
 σ_c -18,11 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 1,94 %
 ϵ_s 67,5 %
d 254 cm
x 7,097 x/d 0,02794
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

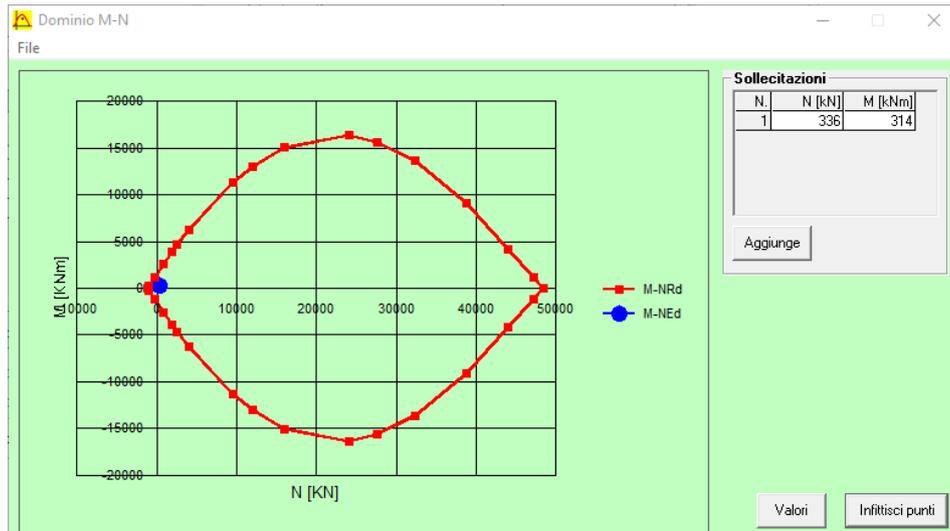


Figura 28: Verifica a pressoflessione muro frontale, dominio N-M

VERIFICA A FESSURAZIONE

Si riporta in modo sintetico la verifica effettuata secondo le indicazioni del §7.3 della UNI EN 1992-1-1:2005.

SLE - Combinazione frequente			
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	tensione di aderenza acciaio-clc
k	0.65	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi
$M_{Ed,SLEfreq}$	220	kNm	Fessure prima di 28 giorni? <input type="text" value="no"/>
Breve termine			
Sezione non fessurata			
$\sigma_{c,comp}$	-0.19	MPa	
$\sigma_{s,comp}$	-1.15	MPa	
$\sigma_{s,teso}$	1.15	MPa	
$\sigma_{c,teso}$	0.19	MPa	

La tensione di trazione nel calcestruzzo è inferiore allo stato limite di formazione delle fessure $f_{ctm}/1.2 = 3.02/1.2 = 2.52$ Mpa, §4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

8.4.3 Paragliaia

Il paragliaia, come il muro frontale, viene verificato a pressoflessione considerando il momento che lo flette in senso verticale (cioè M_{xx}) e il corrispondente sforzo normale F_{xx} ; inoltre, viene verificato a taglio.

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Il momento massimo alla base, si ottiene dall'involuppo delle combinazioni sismiche:

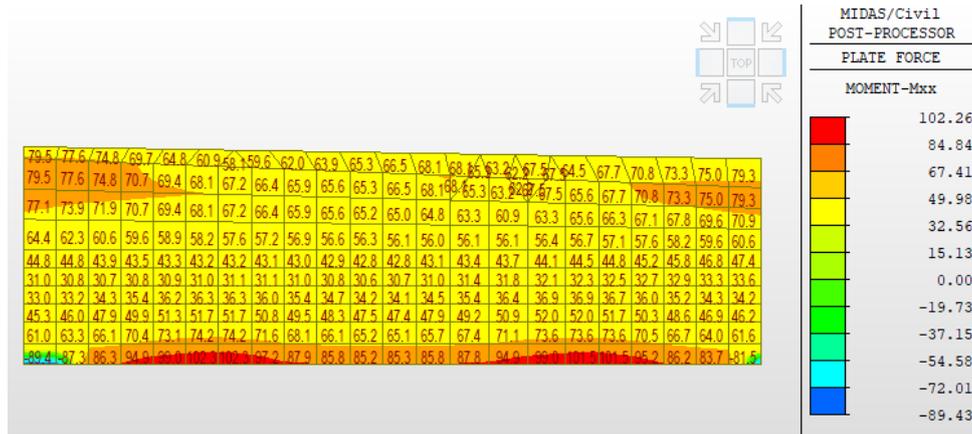


Figura 29: andamento M_{xx} , paragliaia, involuppo SISMA [kNm/m]

$M_{max} = 102 \text{ kNm/m}$

Lo sforzo normale concomitante è:

$F_{xx} = 115 \text{ kN/m}$ (di compressione)

Si riporta di seguito la verifica della sezione di base pari a 1m e altezza pari a 2.6m e considerando 5 barre $\phi 20$ interne ed esterne come armatura verticale resistente:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre | 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	15,71	6
			2	15,71	54

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 115 0 kN
M_{xEd} 102 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 352,7 kN m

Materiali

B450C C32/40

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 30,51 ‰
d 54 cm
x 5,558 x/d 0,1029
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

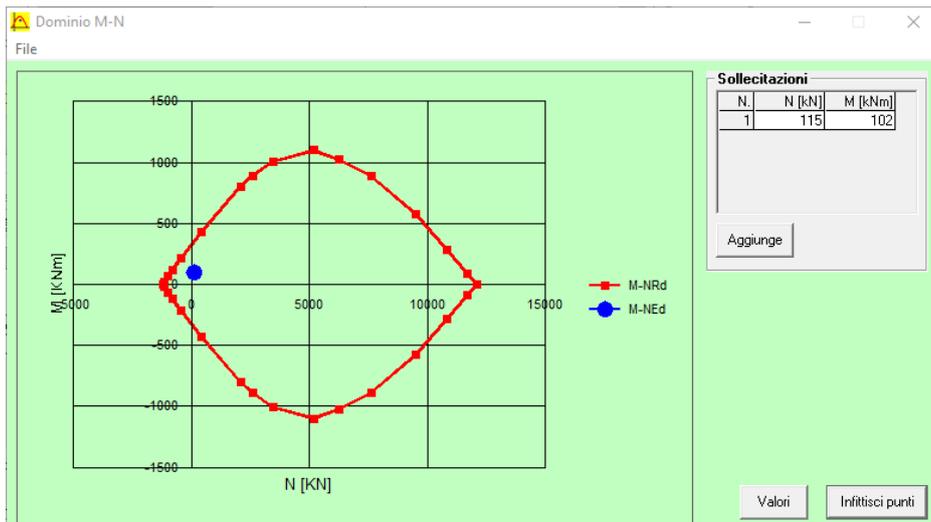


Figura 30: Verifica a pressoflessione del paraghiaia, dominio N-M

VERIFICA A TAGLIO

Si riporta la verifica a taglio del paraghiaia effettuata seguendo le indicazioni del §4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018. Deve risultare:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

Dove:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

Con:

- d = altezza utile
- $f_{ck} = 20$ Mpa
- $k = 1 + (200/d)^{0.5}$
- $v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$
- $\rho_1 = A_{s1}/(b_w d)$ è il rapporto di armatura longitudinale tesa
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione
- b_w è la larghezza minima della sezione

per quanto riguarda elementi senza armatura trasversale resistente a taglio.

Nel caso in esame si considera una sezione larga 1m e di altezza pari a 60cm e copriferro di 6 cm; la classe di resistenza del calcestruzzo è C32/40.

Il taglio massimo $V_{xx} = V_{ed}$ si ottiene dall'involuppo delle combinazioni sismiche:

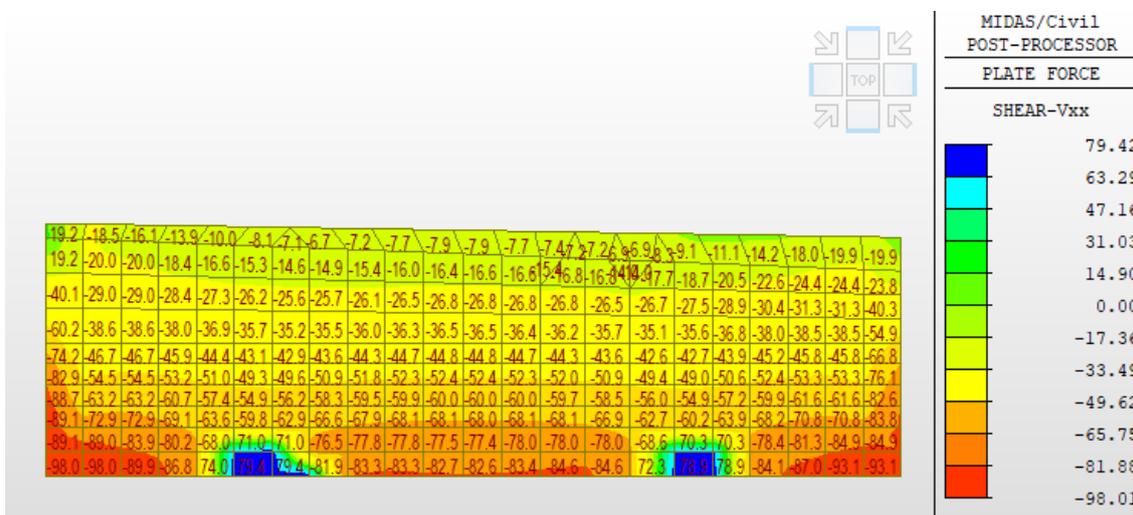


Figura 31: andamento V_{xx} , paraghiaia, involucro SISMA [kNm/m]

$V_{xx, max} = 85$ kN/m, trascurando gli effetti di bordo.

Si riporta in tabella la verifica in modo sintetico, trascurando la presenza di sforzo normale a favore di sicurezza e 5 barre $\phi 20$ come armatura longitudinale tesa:

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	85 [kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A_{s1}	1571 [mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N_{Ed}	[kN]
Valore di calcolo del momento flettente.....	M_{Ed}	[kNm]
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$).....	σ_{cp}	0.000 [N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$).....	ρ_1	0.002909 [-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1.609 [-]
	v_{min}	0.404 [N/mm ²]
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		219 [kN]
Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	219 [kN]

Dato che $V_{Rd} \geq V_{ed}$, la verifica è soddisfatta.

VERIFICA A FESSURAZIONE

Si riporta in modo sintetico la verifica effettuata secondo le indicazioni del §7.3 della UNI EN 1992-1-1:2005.

SLE - Combinazione frequente			
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	tensione di aderenza acciaio-clc
k	0.79	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi
$M_{Ed,SLEfreq}$	46	kNm	Fessure prima di 28 giorni? <input type="text" value="no"/>
Breve termine			
Sezione non fessurata			
$\sigma_{c,comp}$	-0.72	MPa	
$\sigma_{s,comp}$	-3.63	MPa	
$\sigma_{s,teso}$	3.63	MPa	
$\sigma_{c,teso}$	0.72	MPa	

La tensione di trazione nel calcestruzzo è inferiore allo stato limite di formazione delle fessure $f_{ctm}/1.2 = 3.02/1.2 = 2.52$ Mpa, §4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

8.4.4 Soletta superiore dello scatolare

Tale elemento viene verificato a pressoflessione considerando l'inflessione lungo la sua direzione trasversale.

Il momento massimo positivo si ottiene con l'involuppo delle combinazioni STR:

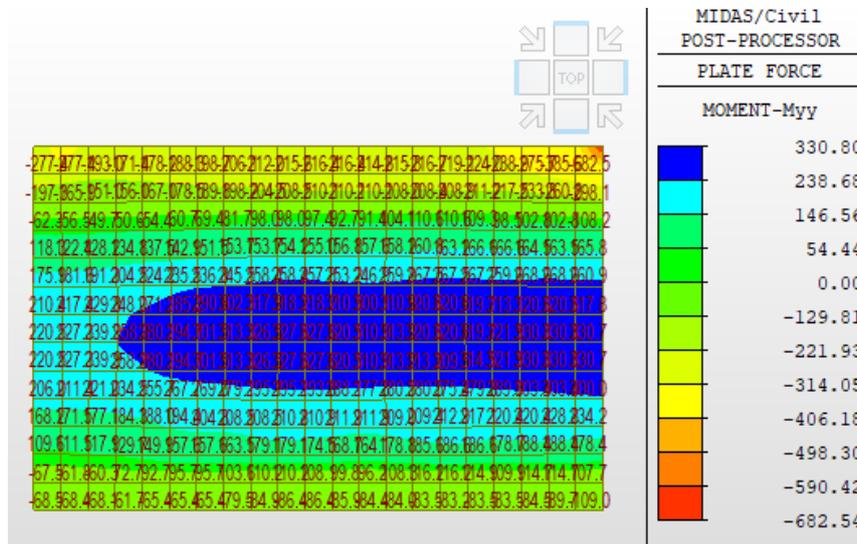


Figura 32: andamento Myy, soletta superiore scatolare, involuppo STR [kNm/m]

$M_{max} = 331 \text{ kNm/m}$

A tale momento corrisponde uno sforzo normale $F_{yy} = 106 \text{ kN/m}$ (compressione)

Si riporta di seguito la verifica considerando un'armatura resistente in tale direzione formata da 5 barre $\phi 20$ superiori e inferiori:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	15.71	6
			2	15.71	64

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 106 0 kN
M_{xEd} 331 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 417.3 kNm

Materiali: B450C C32/40

E_{su} 67.5 %	ϵ_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.957 %	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 37 %
d 64 cm
x 5.531 x/d 0.08642
 δ 0.7

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

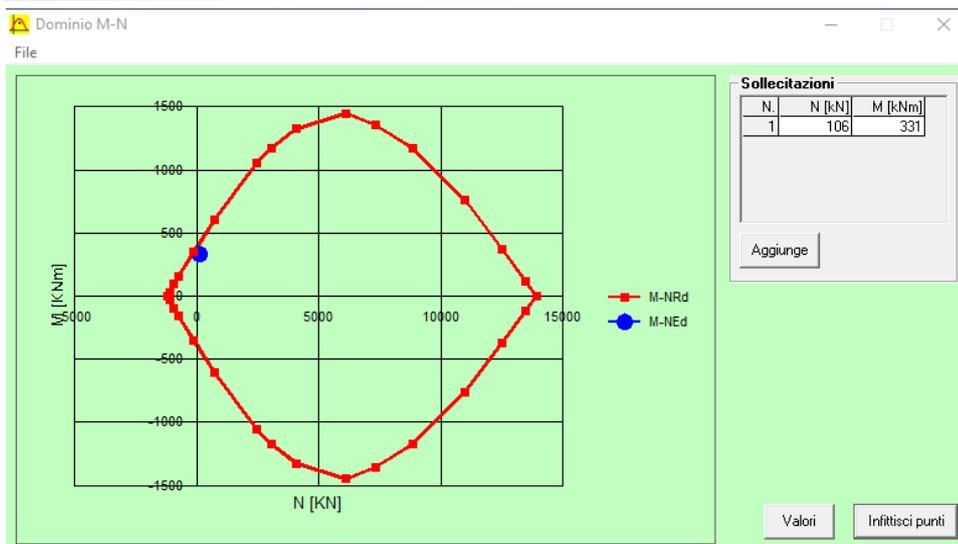


Figura 33: Verifica a pressoflessione della soletta dello scatolare, dominio N-M

VERIFICA A FESSURAZIONE

Si riporta in modo sintetico la verifica effettuata secondo le indicazioni del §7.3 della UNI EN 1992-1-1:2005.

SLE - Combinazione frequente			
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	tensione di aderenza acciaio-clc
k	0.72	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi
$M_{Ed,SLEfreq}$	203	kNm	Fessure prima di 28 giorni?
			<input type="text" value="no"/>
Breve termine			
Sezione non fessurata			
$\sigma_{c,comp}$	-2.35	MPa	
$\sigma_{s,comp}$	-12.26	MPa	
$\sigma_{s,teso}$	12.26	MPa	
$\sigma_{c,teso}$	2.35	MPa	

La tensione di trazione nel calcestruzzo è inferiore allo stato limite di formazione delle fessure $f_{ctm}/1.2 = 3.02/1.2 = 2.52$ Mpa, §4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

VERIFICA A TAGLIO

Si riporta la verifica a taglio è effettuata seguendo le indicazioni del §4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018. Deve risultare:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

Dove:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

Con:

- d = altezza utile
- $f_{ck} = 20$ Mpa
- $k = 1 + (200/d)^{0.5}$
- $v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$
- $\rho_1 = A_{s1}/(b_w d)$ è il rapporto di armatura longitudinale tesa
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione
- b_w è la larghezza minima della sezione

per quanto riguarda elementi senza armatura trasversale resistente a taglio.

Nel caso in esame si considera una sezione larga 1m e di altezza pari a 70cm e copriferro di 6 cm; la classe di resistenza del calcestruzzo è C32/40.

Il taglio massimo $V_{yy} = V_{ed}$ si ottiene dall'involuppo delle combinazioni STR:

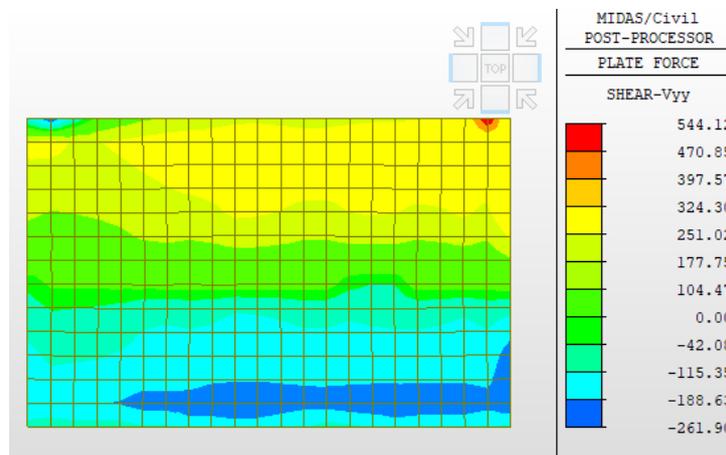


Figura 34: andamento V_{yy} , soletta superiore, involucro STR [kNm/m]

$V_{yy, max} = 244$ kN/m, trascurando gli effetti di bordo.

Si riporta in tabella la verifica in modo sintetico, trascurando la presenza di sforzo normale a favore di sicurezza e 5 barre $\phi 20$ come armatura longitudinale tesa:

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	244 [kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione	A_{s1}	1571 [mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente	N_{Ed}	[kN]
Valore di calcolo del momento flettente	M_{Ed}	[kNm]
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)	σ_{cp}	0.000 [N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)	ρ_1	0.002454 [-]
Coefficiente k (effetto ingranamento)	k	1.559 [-]
	v_{min}	0.385 [N/mm ²]
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		238
		247 [kN]
Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	247 [kN]

Poichè $V_{Rd} \geq V_{ed}$, la verifica è soddisfatta.

8.4.5 Muro posteriore dello scatolare

Il muro trasversale posteriore viene verificato a pressoflessione considerando il momento massimo alla base in direzione verticale (cioè M_{xx}) e il concomitante sforzo normale, trascurando gli effetti di bordo che provocano picchi concentrati; il massimo valore si ottiene dall'involuppo delle combinazioni sismiche:

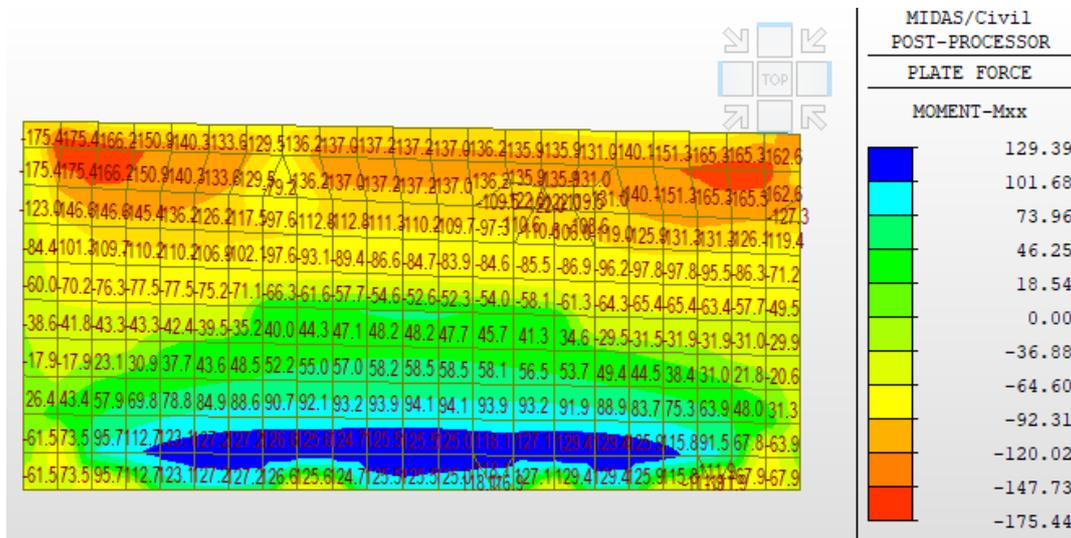


Figura 35: andamento M_{xx} , muro posteriore dello scatolare, involucro SISMA [kNm/m]

$M_{max} = 129 \text{ kNm/m}$

Lo sforzo normale concomitante risulta pari a $F_{xx} = 294 \text{ kN/m}$ (di compressione)

Si riporta di seguito la verifica considerando un'armatura resistente verticale formata da 5 barre $\phi 20$ superiori e inferiori:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	6
2	15,71	74

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 294 0 kN
M_{xEd} 129 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 548,9 kN m

Materiali B450C C32/40

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 39,11 ‰
d 74 cm
x 6,078 x/d 0,08213
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

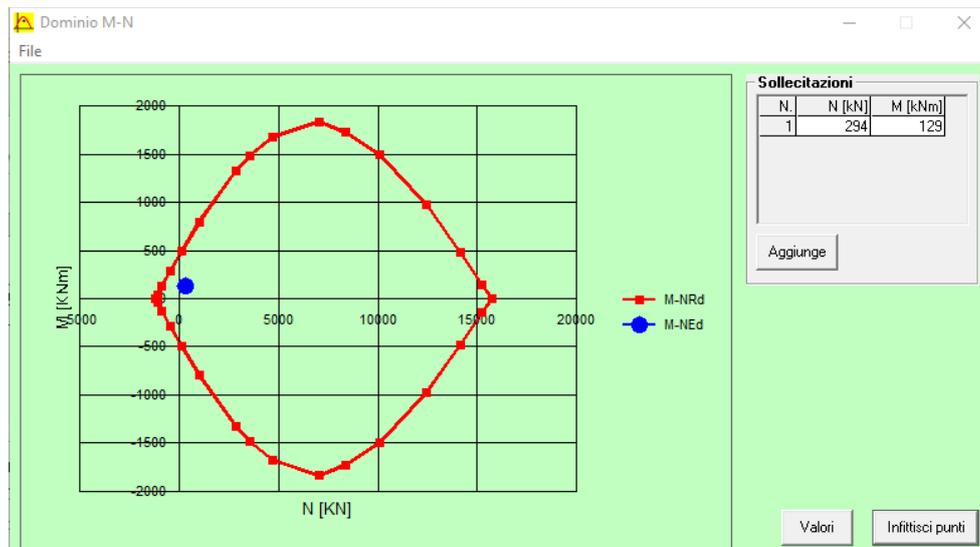


Figura 36: Verifica a pressoflessione del muro posteriore dello scatolare, dominio N-M

VERIFICA A FESSURAZIONE

Si riporta in modo sintetico la verifica effettuata secondo le indicazioni del §7.3 della UNI EN 1992-1-1:2005.

SLE - Combinazione frequente				
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	tensione di aderenza acciaio-clc	
k	0.65	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi	
$M_{Ed,SLEfreq}$	52	kNm	Fessure prima di 28 giorni?	no
Breve termine				
Sezione non fessurata				
$\sigma_{c,comp}$	-0.46	MPa		
$\sigma_{s,comp}$	-2.48	MPa		
$\sigma_{s,teso}$	2.48	MPa		
$\sigma_{c,teso}$	0.46	MPa		

La tensione di trazione nel calcestruzzo è inferiore allo stato limite di formazione delle fessure $f_{ctm}/1.2 = 3.02/1.2 = 2.52$ Mpa, §4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

VERIFICA A TAGLIO

Si riporta la verifica a taglio effettuata seguendo le indicazioni del §4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018. Deve risultare:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

Dove:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

Con:

- d = altezza utile
- $f_{ck} = 20$ Mpa
- $k = 1 + (200/d)^{0.5}$
- $v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
- $\rho_1 = A_{sl}/(b_w d)$ è il rapporto di armatura longitudinale tesa
- $\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione
- b_w è la larghezza minima della sezione

per quanto riguarda elementi senza armatura trasversale resistente a taglio.

Nel caso in esame si considera una sezione larga 1m e di altezza pari a 80cm e copriferro di 6 cm; la classe di resistenza del calcestruzzo è C32/40.

Il taglio sollecitante $V_{xx} = V_{ed}$ maggiore si ottiene dall'involuppo delle combinazioni sismiche:

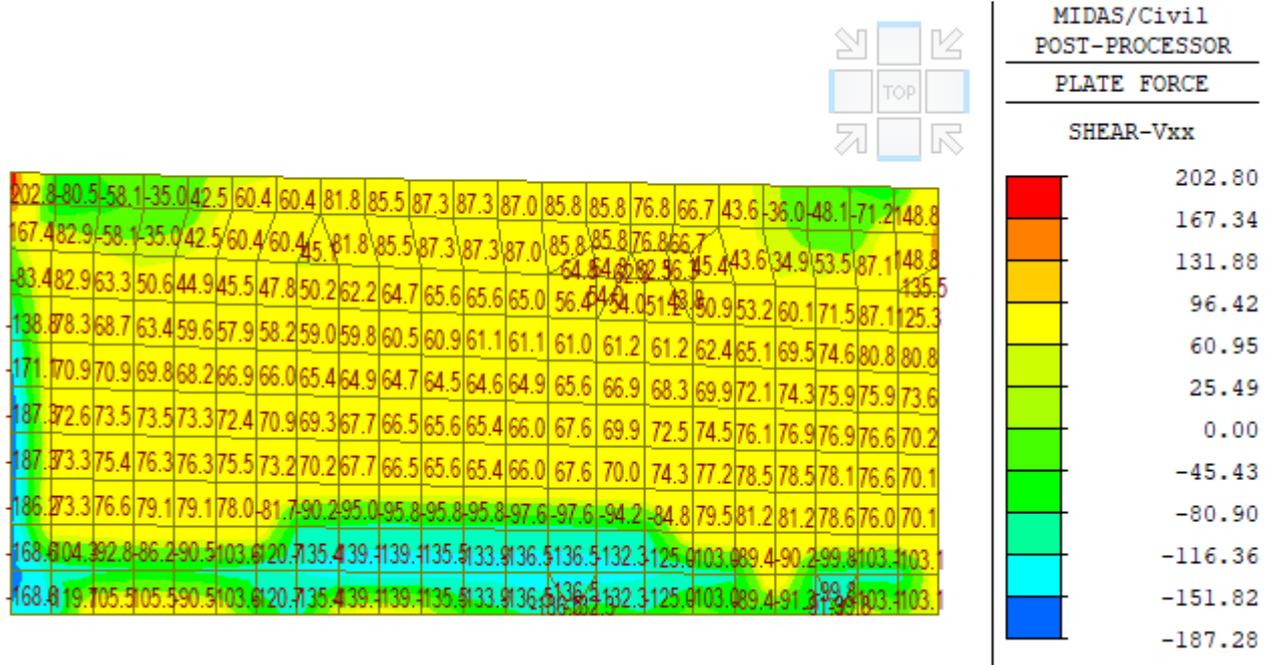


Figura 37: andamento Vxx, muro posteriore dello scatolare, involucro SISMA [kN/m]

Vxx, max = 137 kN/m, trascurando gli effetti di bordo.

Si riporta in tabella la verifica in modo sintetico, trascurando la presenza di sforzo normale a favore di sicurezza e 5 barre $\phi 20$ come armatura longitudinale tesa:

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	137 [kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A_{s1}	1571 [mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N_{Ed}	[kN]
Valore di calcolo del momento flettente.....	M_{Ed}	[kNm]
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$).....	σ_{cp}	0.000 [N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$).....	ρ_1	0.002123 [-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1.520 [-]
	V_{min}	0.371 [N/mm ²]
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		256
		275 [kN]
Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	275 [kN]

Poichè $V_{Rd} \geq V_{Ed}$, la verifica è soddisfatta.

8.4.6 Muri andatori

I muri andatori laterali vengono verificati a tensoflessione considerando il momento massimo all'incastro con il muro posteriore dello scatolare in direzione orizzontale (cioè M_{yy}) e il concomitante sforzo normale di trazione, trascurando gli effetti di bordo che provocano picchi concentrati; il massimo valore si ottiene dall'involuppo delle combinazioni statiche STR:

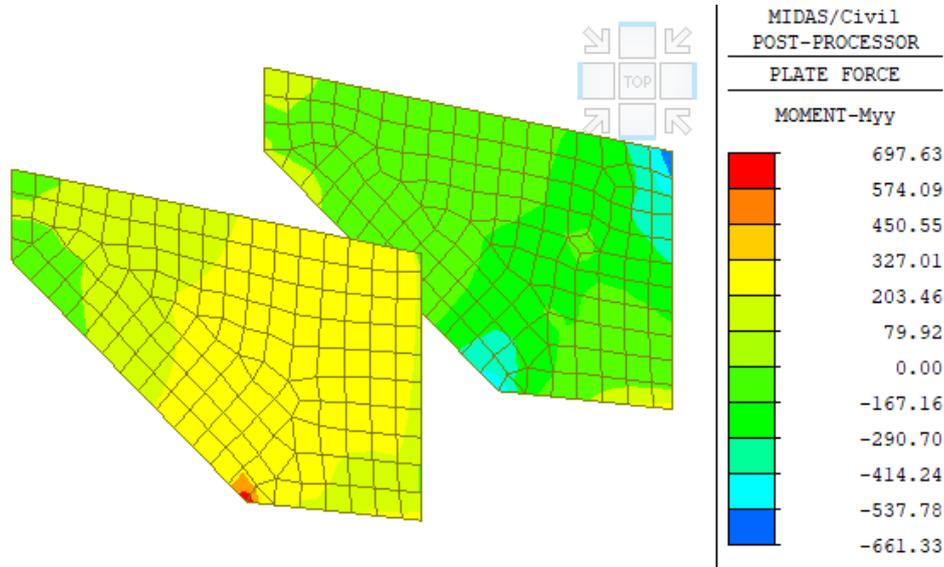


Figura 38: andamento M_{yy} , muri andatori, involuppo STR [kNm/m]

Il momento di verifica è $M_{yy} = 421$ kNm/m e lo sforzo di trazione concomitante è pari a 450 kN/m.

Si riporta di seguito la verifica considerando un'armatura resistente orizzontale formata da 7 barre $\phi 20$ interne (lato teso) e 5 barre $\phi 20$ esterne (lato compresso):

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	15.71	6
			2	21.99	69

Property	B450C	C32/40
E_{su}	67.5 %	E_{c2} 2 %
f_{yd}	391.3 N/mm²	E_{cu} 3.5 %
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd} 18.13 %
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd}	1.957 %	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
		τ_{c1} 2.114

Parameter	Value
N_{Ed}	-450 kN
M_{xEd}	421 kNm
M_{yEd}	0
M_{xRd}	428.4 kNm
σ_c	-18.13 N/mm²
σ_s	391.3 N/mm²
ϵ_s	3.5 %
ϵ_{ss}	47.34 %
d	69 cm
x	4.75
x/d	0.06884
δ	0.7

VERIFICA A FESSURAZIONE

Si riporta in modo sintetico la verifica effettuata secondo le indicazioni del §7.3 della UNI EN 1992-1-1:2005.

SLE - Combinazione frequente					
Verifica quantitativo minimo di armatura					
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	<i>tensione di aderenza acciaio-clt</i>		
k	0.685	-	<i>coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi</i>		
$M_{Ed,SLEfreq}$	313	kNm	Fessure prima di 28 giorni?	no	
Breve termine					
Sezione non fessurata			Sezione fessurata		
$\sigma_{c,comp}$	-2.61	MPa	$\sigma_{c,comp}$	6.86	MPa
$\sigma_{s,comp}$	-16.10	MPa	$\sigma_{s,comp}$	22.88	MPa
$\sigma_{s,teso}$	17.00	MPa	$\sigma_{s,teso,fasell}$	220.09	MPa
$\sigma_{c,teso}$	3.65	MPa	$\sigma_{s,teso}$	220.09	MPa
k_c	0.481	-	<i>coeff. per forma distribuzione tensioni pre-fessurazione</i>		
$A_{s,min}$	1692	mm ²	≤	A_s	2199 mm ²

Verifica fessurazione					
Barre	Aderenza migliorata	Ferro	agg		
K1	0.8	<i>coefficiente aderenza armatura</i>			
K2	0.5	<i>coefficiente di distribuzione delle tensioni</i>			
K3	3.4	← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)			
K4	0.425				
p medio	143 mm	<i>distanza media fra le barre tese</i>			
Φ_{eq}	20.0 mm	<i>diametro equivalente</i>			
hc,eff	150 mm	<i>altezza tesa efficace</i>			
A _{eff}	150,000 mm ²	<i>area tesa efficace</i>			
A _s	2,199 mm ²	<i>armatura tesa</i>			
ρ_{peff}	0.0147	<i>rapporto geometrico di armatura efficace</i>			
ricopr _{net}	50.0 mm	<i>ricoprimento netto barre tese</i>			
s_r,max	402 mm	<i>distanza massima tra le fessure</i>			
α_e	6.30	<i>coeff. omogeneizzazione</i>			
k_t	0.60	<i>coeff. omogeneizzazione</i>			
σ_s	220.1 MPa	<i>tensione nell'acciaio</i>			
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	6.288E-04	<i>scorrimento acciaio calcestruzzo</i>			
w_k	0.253 mm	<i>apertura della fessura</i>	≤		0.400

VERIFICA A TAGLIO

Si riporta la verifica a taglio effettuata seguendo le indicazioni del §4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018. Deve risultare:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

Dove:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

Con:

- d = altezza utile
- $f_{ck} = 20$ Mpa
- $k = 1 + (200/d)^{0.5}$
- $v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$
- $\rho_1 = A_{s1}/(b_w d)$ è il rapporto di armatura longitudinale tesa
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione
- b_w è la larghezza minima della sezione

per quanto riguarda elementi senza armatura trasversale resistente a taglio.

Nel caso in esame si considera una sezione larga 1m e di altezza pari a 75cm e copriferro di 6 cm; la classe di resistenza del calcestruzzo è C32/40.

Il taglio sollecitante $V_{xx} = V_{ed}$ maggiore si ottiene dall'involuppo delle combinazioni STR:

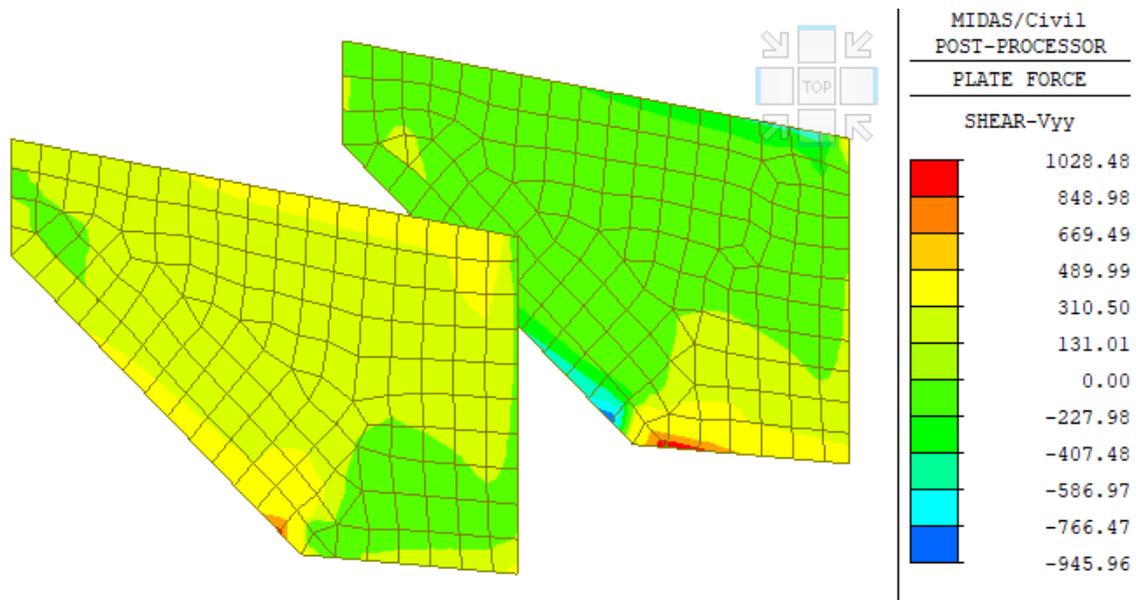


Figura 39: andamento V_{yy} , muri andatori, involucro STR [kNm/m]

$V_{xx, max} = 271$ kN/m, trascurando gli effetti di bordo.

Si riporta in tabella la verifica in modo sintetico, trascurando la presenza di sforzo normale a favore di sicurezza e 7 barre $\phi 20$ come armatura longitudinale tesa:

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	271	[kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A _{s1}	2199	[mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N _{Ed}		[kN]
Valore di calcolo del momento flettente.....	M _{Ed}		[kNm]
Tensione media di compressione nella sezione (≤ 0,2 f _{cd}).....	σ _{cp}	0.000	[N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0,02).....	ρ ₁	0.003187	[-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1.538	[-]
	V _{min}	0.378	[N/mm ²]
V_{Rd} = {0,18*k*(100*ρ₁*f_{ck})^{1/3}/γ_c+0,15*σ_{cp}}*b_w*d ≥ (v_{min}+0,15*σ_{cp})*b_w*d		276	
		276	[kN]
Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	276	[kN]

9 ANALISI DELLE PILE

9.1 Caratteristiche delle sollecitazioni

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza delle pile, in forma tabellare, rispettivamente le sollecitazioni in testa alle pile e alla loro base ottenute combinando le azioni come descritto nel precedente paragrafo.

Le verifiche vengono effettuate per la pila P1 (verifica valida anche per la pila P3) e per la pila P2.

In particolare, si indicano, per ciascuna pila, le combinazioni che danno luogo alle sollecitazioni più significative in termini di sforzo assiale, taglio e momento flettente, secondo la seguente convenzione:

- Z = asse verticale
- $N(z)$ = sforzo assiale
- X = asse longitudinale impalcato
- $T(x)$ = taglio parallelo all'asse dell'impalcato
- Y = asse perpendicolare all'impalcato
- $T(y)$ = taglio perpendicolare all'asse dell'impalcato
- M_{trasv} = momento attorno all'asse longitudinale dell'impalcato (ad esempio quello derivante da una condizione dei mobili eccentrica o dal vento che soffia perpendicolarmente l'impalcato)
- M_{long} = momento attorno all'asse trasversale dell'impalcato (ad esempio il momento dato dal sisma agente in direzione X , cioè parallelamente all'asse longitudinale dell'impalcato)

9.1.1 Pila 1

Azioni caratteristiche trasmesse dall'impalcato alla sottostruttura sono

APPOGGI	Trave sx			Trave dx			Mtrasv [kNm]
	N (z) [kN]	T (x) [kN]	T (y) [kN]	N (z) [kN]	T (x) [kN]	T (y) [kN]	
PILA P1							
Fase 1 - g	3992	0	0	4053	0	0	-182
Fase 2 - p	1203	0	0	1209	0	0	-16
Cedimenti_c1	-62	0	0	-81	0	0	58
Cedimenti_c2	31	0	0	41	0	0	-30
T uniforme	43	0	0	168	0	0	-375
Ritiro	27	0	0	108	0	0	-243
Max Permanenti	5297	0	0	5578	0	0	-846
Min Permanenti	5064	0	0	4904	0	0	478
<i>Fase 3 - mobili</i>							
Massimo carico - trave sx - TANDEM	368			660			-878
Massimo carico - trave sx - DISTRIBUITO	1029			2034			-3016
Minimo carico - trave sx - TANDEM	-105			-111			19
Minimo carico - trave sx - DISTRIBUITO	-180			59			-718
Massimo carico - trave dx - TANDEM	290			923			-1899
Massimo carico - trave dx - DISTRIBUITO	842			2290			-4345
Minimo carico - trave dx - TANDEM	-105			-111			19
Minimo carico - trave dx - DISTRIBUITO	7			-197			611
Folla	371			-33			1214
Vento Ponte Carico	0	0	-238	0	0	-238	
Vento Ponte Scarico	0	0	-153	0	0	-153	
Sisma Longitudinale SLV (+/-)	9	261	1	8	261	1	7
Sisma Trasversale SLV (+/-)	112	13	179	110	11	180	1023
Sisma Longitudinale SLC (+/-)	11	349	2	11	349	2	9
Sisma Trasversale SLC (+/-)	145	17	232	142	14	232	1321
Centrifuga	-5	0	8	5	0	8	48
Frenatura (+/-)	250	-140	0	250	-140	0	
Attrito vincoli	0	265	0	0	279	0	

Da cui risulta che le combinazioni più gravose in termini di combinazioni SLU-STR, EQU, GEO e SLV, valutate agli appoggi, nell'inteffaccia pulvino pila ed alla base della pila sono:

P1	Trave SX			Trave DX			[kN]
	N (z)	T (x)	T (y)	N (z)	T (x)	T (y)	
N_max	9065.6	208.7	-137.8	11770.0	229.8	-138.1	STR
N_min	5057.6	0.2	-125.0	4862.1	-0.4	-125.3	
M_max	5587.8	-188.6	-137.8	5175.1	-188.6	-138.1	
M_min	8535.4	397.4	-125.0	11457.1	417.9	-125.3	
Tx_max	7015.1	397.2	-356.7	7111.7	418.4	-357.2	
Ty_max	7007.6	397.4	369.5	7119.1	417.9	369.8	
N_max	7153.5	208.7	137.5	7362.0	229.8	137.5	EQU
N_min	7604.9	-188.6	-137.8	9228.5	-188.6	-138.1	
M_max	7604.9	-188.6	-137.8	9228.5	-188.6	-138.1	
M_min	7153.5	208.7	137.5	7362.0	229.8	137.5	
Tx_max	9423.4	208.7	137.5	11070.1	229.8	137.5	
Ty_max	7247.1	-188.6	137.5	9928.4	-188.6	137.5	
N_max	7153.5	208.7	137.5	7362.0	229.8	137.5	GEO
N_min	7604.9	-188.6	-137.8	9228.5	-188.6	-138.1	
M_max	7604.9	-188.6	-137.8	9228.5	-188.6	-138.1	
M_min	7153.5	208.7	137.5	7362.0	229.8	137.5	
Tx_max	9423.4	208.7	137.5	11070.1	229.8	137.5	
Ty_max	7247.1	-188.6	137.5	9928.4	-188.6	137.5	
N_max	5316.7	274.2	180.6	5380.2	272.0	180.8	SLV
N_min	5074.7	-274.2	-180.6	5143.3	-272.0	-180.8	
Tx_max	5316.7	274.2	180.6	5380.2	272.0	180.8	
Ty_max	5316.7	274.2	180.6	5380.2	272.0	180.8	

P1	SOLLECITAZIONI interfaccia pulvino fusto pila					
	N (z)	T (x)	T (y)	Mtrasv	M long	[kN;m]
N_max	21,376	439	-276	-9,960	1,800	STR
N_min	10,445	0	-275	-369	304	
My_max	10,992	0	714	1,238	289	
My_min	20,701	816	-275	-9,977	2,875	
Mx_max	20,701	816	-275	-9,977	2,875	
Mx_min	11,345	-377	459	959	-795	
N_max	18,756	264	-276	-11,315	1,249	EQU
N_min	9,810	264	-276	-1,106	998	
My_max	10,393	264	714	1,302	984	
My_min	18,756	264	-276	-11,315	1,249	
Mx_max	18,756	264	-276	-11,315	1,249	
Mx_min	9,810	264	275	249	976	
N_max	19,338	264	-239	-9,789	1,264	GEO
N_min	11,717	264	-239	-1,093	1,050	
My_max	12,213	264	619	994	1,038	
My_min	19,338	264	-239	-9,789	1,264	
Mx_max	19,338	264	-239	-9,789	1,264	
Mx_min	11,717	264	238	81	1,031	
N_max	11,222	730	545	1,766	2,066	SLV
N_min	10,743	-730	-545	-2,777	-1,451	
My_max	11,222	730	545	1,766	2,066	
My_min	10,743	-730	-545	-2,777	-1,451	
Mx_max	11,222	730	545	1,766	2,066	
Mx_min	10,743	-730	-545	-2,777	-1,451	

P1	SOLLECITAZIONI BASE PILA					
	N (z)	T (x)	T (y)	Mtrasv	M long	[kN;m]
N_max	23,761	475	-240	-14,755	8,765	STR
N_min	12,212	96	-179	-3,418	1,833	
My_max	12,759	-61	654	6,601	1,160	
My_min	23,761	475	-240	-14,755	8,765	
Mx_max	23,087	912	-179	-14,021	13,665	
Mx_min	12,886	-413	239	2,168	-3,634	
N_max	20,347	332	-208	-15,009	6,088	EQU
N_min	11,400	332	-208	-4,023	4,943	
My_max	11,983	180	629	4,836	4,454	
My_min	20,347	332	-208	-15,009	6,088	
Mx_max	20,347	332	-208	-15,009	6,088	
Mx_min	11,983	180	629	4,836	4,454	
N_max	21,105	323	-180	-13,337	6,155	GEO
N_min	13,484	323	-180	-3,978	5,180	
My_max	13,980	191	545	3,700	4,754	
My_min	21,105	323	-180	-13,337	6,155	
Mx_max	21,105	323	-180	-13,337	6,155	
Mx_min	13,980	191	545	3,700	4,754	
N_max	12,989	1,348	1,164	10,015	14,835	SLV
N_min	12,510	-1,348	-1,164	-13,676	-11,571	
My_max	12,989	1,348	1,164	10,015	14,835	
My_min	12,510	-1,348	-1,164	-13,676	-11,571	
Mx_max	12,989	1,348	1,164	10,015	14,835	
Mx_min	12,510	-1,348	-1,164	-13,676	-11,571	

9.1.2 Pila 2

Azioni caratteristiche trasmesse dall'impalcato alla sottostruttura sono

APPOGGI	Trave sx			Trave dx			Mtrasv [kNm]
	N (z) [kN]	T (x) [kN]	T (y) [kN]	N (z) [kN]	T (x) [kN]	T (y) [kN]	
PILA P2							
Fase 1 - g	5032	0	0	5068	0	0	-108
Fase 2 - p	1503	0	0	1512	0	0	-28
Cedimenti_c1	85	0	0	88	0	0	-11
Cedimenti_c2	-38	0	0	-38	0	0	3
T uniforme	44	0	0	75	0	0	-93
Ritiro	30	0	-1	51	0	0	-61
Max Permanenti	6693	0	1	6794	0	0	-301
Min Permanenti	6423	0	-1	6416	0	0	21
<i>Fase 3 - mobili</i>							
Massimo carico - trave sx - TANDEM	363			712			-1046
Massimo carico - trave sx - DISTRIBUITO	1197			2147			-2850
Minimo carico - trave sx - TANDEM	-64			-58			-17
Minimo carico - trave sx - DISTRIBUITO	-160			513			-2018
Massimo carico - trave dx - TANDEM	281			923			-1927
Massimo carico - trave dx - DISTRIBUITO	834			2830			-5987
Minimo carico - trave dx - TANDEM	-59			-66			22
Minimo carico - trave dx - DISTRIBUITO	203			-170			1119
Folla	465			-45			1532
Vento Ponte Carico	0	0	-388	0	0	-388	
Vento Ponte Scarico	0	0	-249	0	0	-249	
Sisma Longitudinale SLV (+/-)	5	261	2	5	261	2	15
Sisma Trasversale SLV (+/-)	235	1	301	235	1	301	2496
Sisma Longitudinale SLC (+/-)	7	349	2	7	349	2	20
Sisma Trasversale SLC (+/-)	303	2	389	303	2	389	3225
Centrifuga	0	-1	0	0	1	0	-1
Frenatura (+/-)	438	-169	-1	438	-169	-1	
Attrito vincoli	0	335	0	0	340	0	

Da cui risulta che le combinazioni più gravose in termini di combinazioni SLU-STR, EQU, GEO e SLV, valutate agli appoggi, nell'intefaccia pulvino pila ed alla base della pila sono

P2	Trave SX			Trave DX			[kN]
	N (z)	T (x)	T (y)	N (z)	T (x)	T (y)	
N_max	11155.9	273.5	-227.0	14525.1	281.0	-225.4	STR
N_min	6734.8	-1.0	-226.2	6268.1	1.3	-224.5	
M_max	7559.2	-228.5	-227.0	6837.6	-228.5	-225.4	
M_min	10331.5	501.0	-226.2	13955.5	510.8	-224.5	
Tx_max	10932.9	501.0	-226.2	12749.2	510.8	-224.5	
Ty_max	8826.2	502.0	580.5	8889.5	509.5	582.2	
N_max	9066.5	164.8	-226.9	13085.8	171.2	-225.3	EQU
N_min	6158.4	166.1	222.1	6198.8	169.6	223.7	
M_max	6158.4	166.1	222.1	6198.8	169.6	223.7	
M_min	9066.5	164.8	-226.9	13085.8	171.2	-225.3	
Tx_max	7193.5	164.8	-226.9	8574.1	171.2	-225.3	
Ty_max	6324.0	166.1	579.9	6367.0	169.6	581.5	
N_max	9763.7	164.9	-196.7	13200.8	171.1	-195.3	GEO
N_min	7286.4	166.0	192.4	7334.2	169.7	193.7	
M_max	7286.4	166.0	192.4	7334.2	169.7	193.7	
M_min	9763.7	164.9	-196.7	13200.8	171.1	-195.3	
Tx_max	8168.2	164.9	-196.7	9357.6	171.1	-195.3	
Ty_max	7427.5	166.0	502.5	7477.5	169.7	503.8	
N_max	6774.5	262.4	302.6	6819.5	262.4	302.6	SLV
N_min	6294.7	-262.4	-302.6	6340.4	-262.4	-302.6	
Tx_max	6774.5	262.4	302.6	6819.5	262.4	302.6	
Ty_max	6774.5	262.4	302.6	6819.5	262.4	302.6	

P2	SOLLECITAZIONI interfaccia pulvino fusto pila					
	N (z)	T (x)	T (y)	Mtrasv	M long	[kN;m]
N_max	26,180	555	-452	-12,661	2,231	STR
N_min	13,528	0	-450	-102	390	
My_max	13,651	0	1,163	2,363	363	
My_min	24,996	1,012	-450	-12,688	3,544	
Mx_max	24,996	1,012	-450	-12,688	3,544	
Mx_min	14,726	-457	744	1,973	-953	
N_max	22,625	336	-452	-13,762	1,536	EQU
N_min	12,830	336	-452	-1,560	1,262	
My_max	13,164	336	1,161	2,435	1,241	
My_min	22,625	336	-452	-13,762	1,536	
Mx_max	22,625	336	-452	-13,762	1,536	
Mx_min	12,830	336	446	661	1,239	
N_max	23,490	336	-392	-11,891	1,559	GEO
N_min	15,146	336	-392	-1,496	1,325	
My_max	15,430	336	1,006	1,966	1,307	
My_min	23,490	336	-392	-11,891	1,559	
Mx_max	23,490	336	-392	-11,891	1,559	
Mx_min	15,146	336	386	428	1,305	
N_max	14,119	709	789	3,918	2,093	SLV
N_min	13,160	-709	-789	-4,954	-1,329	
My_max	14,119	709	789	3,918	2,093	
My_min	13,160	-709	-789	-4,954	-1,329	
Mx_max	14,119	709	789	3,918	2,093	
Mx_min	13,160	-709	-789	-4,954	-1,329	

P2	SOLLECITAZIONI BASE PILA					
	N (z)	T (x)	T (y)	Mtrasv	M long	[kN;m]
N_max	28,088	584	-423	-18,203	8,967	STR
N_min	14,942	89	-362	-3,416	1,822	
My_max	15,064	-48	1,114	10,105	1,294	
My_min	28,088	584	-423	-18,203	8,967	
Mx_max	26,904	1,100	-362	-16,954	14,039	
Mx_min	16,125	-486	416	4,357	-3,650	
N_max	23,897	396	-391	-17,684	6,184	EQU
N_min	14,102	396	-391	-4,725	5,126	
My_max	14,436	263	1,088	6,966	4,763	
My_min	23,897	396	-391	-17,684	6,184	
Mx_max	23,897	396	-391	-17,684	6,184	
Mx_min	14,436	263	1,088	6,966	4,763	
N_max	24,903	388	-339	-15,617	6,271	GEO
N_min	16,559	388	-339	-4,577	5,369	
My_max	16,844	273	943	5,555	5,054	
My_min	24,903	388	-339	-15,617	6,271	
Mx_max	24,903	388	-339	-15,617	6,271	
Mx_min	16,844	273	943	5,555	5,054	
N_max	15,533	1,203	1,284	11,624	11,682	SLV
N_min	14,574	-1,203	-1,284	-15,148	-8,430	
My_max	15,533	1,203	1,284	11,624	11,682	
My_min	14,574	-1,203	-1,284	-15,148	-8,430	
Mx_max	15,533	1,203	1,284	11,624	11,682	
Mx_min	14,574	-1,203	-1,284	-15,148	-8,430	

9.1.3 Pila 3

Azioni caratteristiche trasmesse dall'impalcato alla sottostruttura sono

APPOGGI	Trave sx			Trave dx			Mtrasv [kNm]
	N (z) [kN]	T (x) [kN]	T (y) [kN]	N (z) [kN]	T (x) [kN]	T (y) [kN]	
PILA P3							
Fase 1 - g	4047	0	0	3996	0	0	152
Fase 2 - p	1209	0	0	1204	0	0	15
Cedimenti_c1	-80	0	0	-64	0	0	-49
Cedimenti_c2	28	0	0	24	0	0	13
T uniforme	154	0	0	57	0	0	292
Ritiro	100	0	-5	36	0	0	190
Max Permanenti	5538	0	5	5317	0	0	661
Min Permanenti	4921	0	-5	5043	0	0	-364
<i>Fase 3 - mobili</i>							
Massimo carico - trave sx - TANDEM	369			727			-1074
Massimo carico - trave sx - DISTRIBUITO	1048			2015			-2900
Minimo carico - trave sx - TANDEM	-111			-104			-21
Minimo carico - trave sx - DISTRIBUITO	-190			78			-807
Massimo carico - trave dx - TANDEM	295			921			-1880
Massimo carico - trave dx - DISTRIBUITO	810			2279			-4408
Minimo carico - trave dx - TANDEM	-111			-104			-21
Minimo carico - trave dx - DISTRIBUITO	48			-186			701
Folla	372			-35			1221
Vento Ponte Carico	0	0	-239	0	0	-239	
Vento Ponte Scarico	0	0	-154	0	0	-154	
Sisma Longitudinale SLV (+/-)	9	261	1	8	261	1	7
Sisma Trasversale SLV (+/-)	110	10	180	113	14	180	1028
Sisma Longitudinale SLC (+/-)	12	349	2	10	349	2	9
Sisma Trasversale SLC (+/-)	143	13	233	145	19	233	1328
Centrifuga	5	0	-9	-5	0	-9	-49
Frenatura (+/-)	246	-140	0	246	-140	0	
Attrito vincoli	0	277	0	0	266	0	

Da cui risulta che le combinazioni più gravose in termini di combinazioni SLU-STR, EQU, GEO e SLV, valutate agli appoggi, nell'inteffaccia pulvino pila ed alla base della pila sono

P3	Trave SX			Trave DX			[kN]
	N (z)	T (x)	T (y)	N (z)	T (x)	T (y)	
N_max	9111.8	226.8	-145.0	11656.7	210.3	-139.0	STR
N_min	5186.5	0.8	-157.3	4803.6	0.0	-151.3	
M_max	7535.9	226.8	-145.0	6945.3	210.3	-139.0	
M_min	6762.3	0.8	-157.3	9515.0	0.0	-151.3	
Tx_max	9024.0	416.1	-157.3	10716.2	398.8	-151.3	
Ty_max	7103.3	415.3	352.9	7022.1	398.8	359.1	
N_max	7214.3	226.8	132.0	7302.3	210.3	138.1	EQU
N_min	7694.7	-188.5	-145.0	9218.0	-188.5	-139.0	
M_max	9111.8	226.8	132.0	11656.7	210.3	138.1	
M_min	7214.3	226.8	-145.0	7302.3	210.3	-139.0	
Tx_max	9534.1	226.8	-145.0	11038.0	210.3	-139.0	
Ty_max	7272.4	-188.5	132.0	9836.8	-188.5	138.1	
N_max	7214.3	226.8	132.0	7302.3	210.3	138.1	GEO
N_min	7694.7	-188.5	-145.0	9218.0	-188.5	-139.0	
M_max	9111.8	226.8	132.0	11656.7	210.3	138.1	
M_min	7214.3	226.8	-145.0	7302.3	210.3	-139.0	
Tx_max	9534.1	226.8	-145.0	11038.0	210.3	-139.0	
Ty_max	7272.4	-188.5	132.0	9836.8	-188.5	138.1	
N_max	5375.1	270.9	181.5	5320.2	275.3	181.6	SLV
N_min	5135.7	-270.9	-181.5	5079.4	-275.3	-181.6	
Tx_max	5375.1	270.9	181.5	5320.2	275.3	181.6	
Ty_max	5375.1	270.9	181.5	5320.2	275.3	181.6	

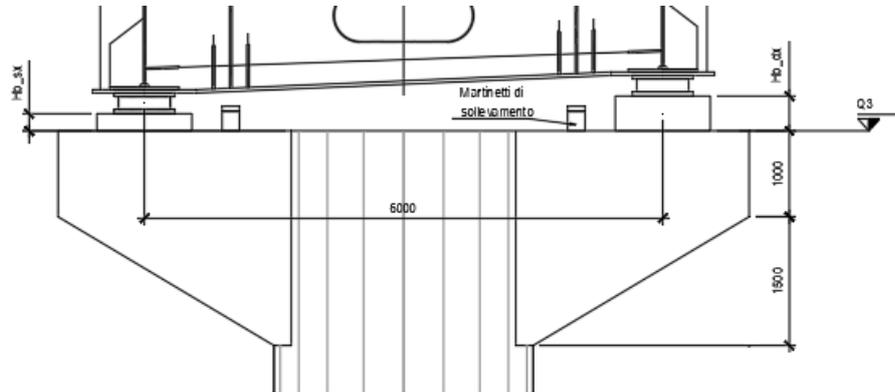
P3	SOLLECITAZIONI interfaccia pulvino fusto pila					
	N (z)	T (x)	T (y)	Mtrasv	M long	[kN;m]
N_max	21,309	437	-284	-8,675	1,795	STR
N_min	10,515	0	-283	716	306	
My_max	14,834	814	712	2,418	2,676	
My_min	16,802	0	-283	-8,857	482	
Mx_max	20,646	814	-283	-8,691	2,869	
Mx_min	11,363	-377	455	1,988	-793	
N_max	18,688	264	-284	-10,340	1,245	EQU
N_min	9,805	264	-284	-282	996	
My_max	10,384	264	711	2,217	982	
My_min	18,688	264	-284	-10,340	1,245	
Mx_max	18,688	264	-284	-10,340	1,245	
Mx_min	9,805	264	270	1,080	974	
N_max	19,278	264	-246	-8,681	1,260	GEO
N_min	11,711	264	-246	-114	1,048	
My_max	12,204	264	617	2,052	1,036	
My_min	19,278	264	-246	-8,681	1,260	
Mx_max	19,278	264	-246	-8,681	1,260	
Mx_min	11,711	264	234	1,067	1,028	
N_max	11,220	730	547	2,755	2,065	SLV
N_min	10,740	-730	-547	-1,807	-1,450	
My_max	11,220	730	547	2,755	2,065	
My_min	10,740	-730	-547	-1,807	-1,450	
Mx_max	11,220	730	547	2,755	2,065	
Mx_min	10,740	-730	-547	-1,807	-1,450	

P3	SOLLECITAZIONI BASE PILA					
	N (z)	T (x)	T (y)	Mtrasv	M long	[kN;m]
N_max	24,171	481	-240	-10,126	10,232	STR
N_min	12,636	103	-180	130	2,216	
My_max	17,697	742	639	12,549	14,032	
My_min	19,586	-333	-240	-10,863	-2,495	
Mx_max	23,508	917	-180	-9,415	15,875	
Mx_min	13,299	-421	226	6,689	-4,189	
N_max	20,596	339	-209	-12,089	7,106	EQU
N_min	11,714	339	-209	-966	5,792	
My_max	12,293	167	614	9,682	5,110	
My_min	20,596	339	-209	-12,089	7,106	
Mx_max	20,596	339	-209	-12,089	7,106	
Mx_min	12,293	167	614	9,682	5,110	
N_max	21,398	329	-181	-9,728	7,185	GEO
N_min	13,831	329	-181	-252	6,065	
My_max	14,325	180	533	8,976	5,473	
My_min	21,398	329	-181	-9,728	7,185	
Mx_max	21,398	329	-181	-9,728	7,185	
Mx_min	14,325	180	533	8,976	5,473	
N_max	13,341	1,472	1,289	16,886	18,420	SLV
N_min	12,861	-1,472	-1,289	-12,675	-14,542	
My_max	13,341	1,472	1,289	16,886	18,420	
My_min	12,861	-1,472	-1,289	-12,675	-14,542	
Mx_max	13,341	1,472	1,289	16,886	18,420	
Mx_min	12,861	-1,472	-1,289	-12,675	-14,542	

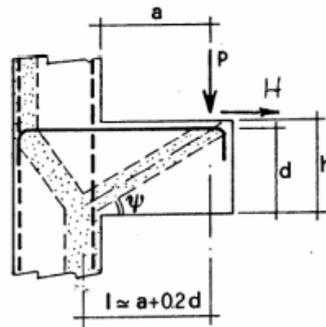
9.2 Verifiche

9.2.1 Verifiche del pulvino

La verifica del pulvino viene trattata come elemento tozzo e verificato per le azioni corrispondenti alle massime combinazioni agli SLU trasmesse dal singolo appoggio.



Si progetta il tirante trasversale costituito da barre di armatura che viene sollecitato nel meccanismo tirante-puntone generato dalle azioni puntuali trasmesse in corrispondenza degli appoggi del ponte:



Si verificano le seguenti condizioni/elementi:

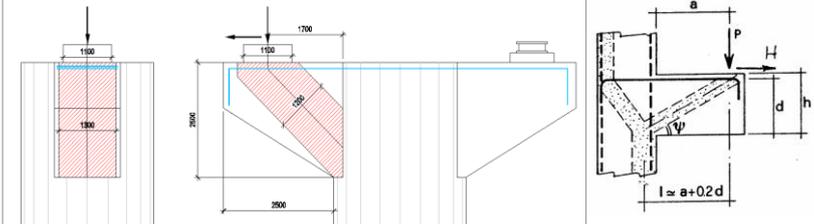
- Verifica della biella compressa ($N_{ed} = P/\sin(\psi) \leq N_{RD} = f_{cd}A_{biella}$)
- Verifica dell'armatura tesa ($P_R \geq P_{ED}$)
- Verifica che la resistenza del puntone correlata all'armatura sia maggiore della resistenza dell'armatura ($P_{RC} \geq P_{RS} = P_R$)

Dove:

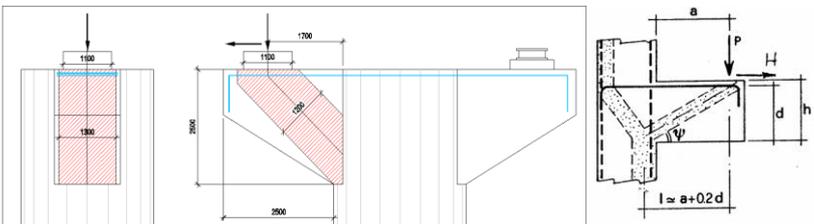
$$P_R = P_{RS} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda}$$

$$P_{RC} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{RS}$$

L'armatura che costituisce il tirante del pulvino della pila P1 (P3) è realizzato da un doppio strato di ϕ 26 con passo di 5 cm per un totale di 60 barre.

VERIFICA PULVINO - ELEMENTI TOZZI		PILA P1-P3							
GEOMETRIA	Altezza	h (cm)	250						
	copriferro	c (cm)	5.00						
	Altezza pulvino	d (cm)	245						
	lunghezza braccio	a (cm)	170						
	larghezza	b (cm)	150.00						
Elemento con staffe									
	γ	1.50							
	$\lambda = L/0.9d$	0.99							
	α (°)	0							
	ψ (°)	45.2							
CLS	Rck (MPa)	C32/40							
	fck (MPa)	33.2							
ARMATURA	fyk (MPa)	450							
	fyd (MPa)	391.3							
Dimensione Puntone compresso		Lp [cm]	120						
		Bp [cm]	139						
		Ap [cmq]	16680						
		SOLLECITAZIONI SLU							
			STR1	STR2	STR3	STR4	STR5	STR6	
		$P_{Ed}=V_{sd}$ (KN)	11770	4862	5175	11457	7112	7119	
		H_{Ed} (KN)	138.12	125.29	138.12	125.29	-357.23	369.77	
ARMATURA	Resistenza puntone correlata alla armatura	$P_{Rc} = 0,4bd f_{cd} \frac{c}{1+\lambda^2} \geq P_{Rs}$	P_{Rc} (KN)	20883.28	20883.28	20883.28	20883.28	20883.28	20883.28
	Resistenza armatura	$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda}$	P_{Rs} (KN)	12411.60	12424.53	12411.60	12424.53	12910.34	12178.37
	Verifica armatura	$P_R \geq P_{Ed}$	P_{Rd} (KN)	12411.60	12424.53	12411.60	12424.53	12910.34	12178.37
	Verifica bielle compressa	$\eta = \frac{N_{ED}}{N_R}$	η	0.53	0.22	0.23	0.51	0.32	0.32

L'armatura che costituisce il tirante del pulvino della pila P2 è formato da un doppio strato di ϕ 26 in con passo di 5 cm ed un ulteriore strato di ϕ 26 in con passo di 10 cm, per un totale di 75 barre.

VERIFICA PULVINO - ELEMENTI TOZZI		PILA P2							
GEOMETRIA	Altezza	h (cm)	250						
	copriferro	c (cm)	5.00						
	Altezza pulvino	d (cm)	245						
	lunghezza braccio	a (cm)	170						
	larghezza	b (cm)	150.00						
Elemento con staffe									
	γ	1.50							
	$\lambda = L/0.9d$	0.99							
	α (°)	0							
	ψ (°)	45.2							
CLS	Rck (MPa)	C32/40							
	fck (MPa)	33.2							
ARMATURA	fyk (MPa)	450							
	fyd (MPa)	391.3							
Dimensione Puntone compresso		Lp [cm]	120						
		Bp [cm]	130						
		Ap [cmq]	15600						
		SOLLECITAZIONI SLU							
			STR1	STR2	STR3	STR4	STR5	STR6	
		$P_{Ed}=V_{sd}$ (KN)	14525	6268	6838	13956	12749	8889	
		H_{Ed} (KN)	225.42	224.53	225.42	224.53	224.53	582.15	
ARMATURA	Resistenza puntone correlata alla armatura	$P_{Rc} = 0,4bd f_{cd} \frac{c}{1+\lambda^2} \geq P_{Rs}$	P_{Rc} (KN)	20883.28	20883.28	20883.28	20883.28	20883.28	20883.28
	Resistenza armatura	$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda}$	P_{Rs} (KN)	15461.38	15462.27	15461.38	15462.27	15462.27	15102.20
	Verifica armatura	$P_R \geq P_{Ed}$	P_{Rd} (KN)	15461.38	15462.27	15461.38	15462.27	15462.27	15102.20
	Verifica bielle compressa	$\eta = \frac{N_{ED}}{N_R}$	η	0.70	0.30	0.33	0.67	0.61	0.43

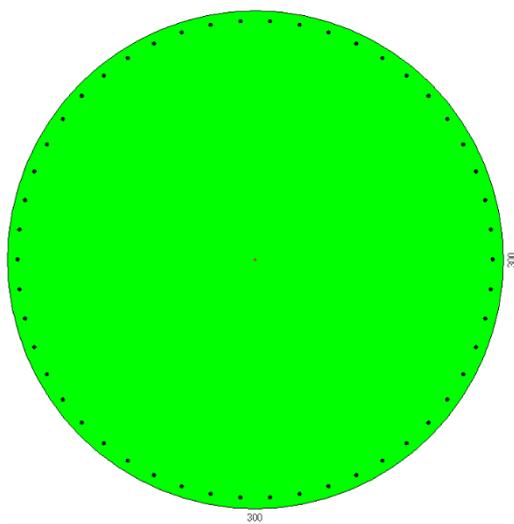
9.2.2 Verifiche fusto pila

Le pile vengono armate , per tutta la loro altezza con $\phi 26/20\text{cm}$ (per un totale di 50 ferri), e con staffe $\phi 20$. Di seguito si riportano le verifiche di resistenza in corrispondenza della base della pile (sezione maggiormente sollecitata), per le combinazioni più gravose.

Le caratteristiche geometriche della sezione sono:

Area sezione 70572.34 cm²

Diametro 3 m



9.2.2.1 Pila 1 e Pila 3

Si riportano in tabella le sollecitazioni (kN, kNm) corrispondenti alle 5 combinazioni STR riportate al paragrafo 11.1.1

N°	N	M _y	M _x	M _t	T _y	T _x
STR_1	23761	14755	8765	0	240	475
STR_2	12212	3418	1833	0	179	96
STR_3	12759	6601	1160	0	654	61
STR_4	23761	14755	8765	0	240	475
STR_5	23087	14021	13665	0	179	912
STR_6	12886	2168	3634	0	239	413

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione deviata del fusto per ogni combinazione.

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 150 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 50
Diametro barre: 2,6 [cm]
Copriferro (baric.): 6,3 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 23761 0 kN
M_{xEd}: 8765 0 kNm
M_{yEd}: 14755 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 18,13
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 12,25
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,7333
τ_{c1}: 2,114

M_{xRd}: 22.379 kNm
M_{yRd}: 27.640 kNm
σ_c: -18,13 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 7,234 ‰
d: 293,5 cm
x: 95,71 x/d: 0,3261
δ: 0,8476

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ°: 309
 Precompresso

Combinazione STR_1

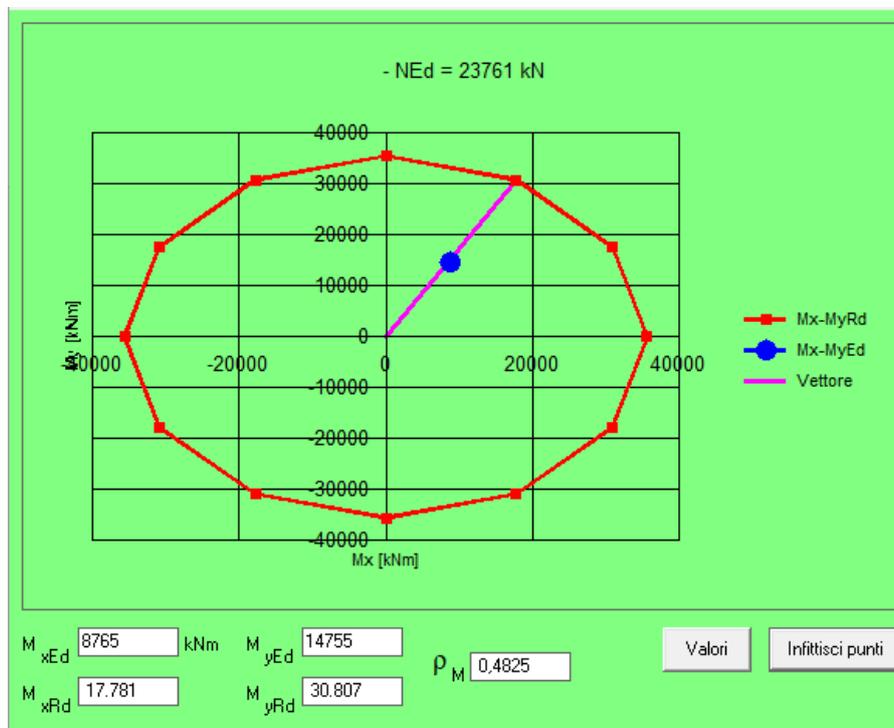


Figura 40: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_1, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_2

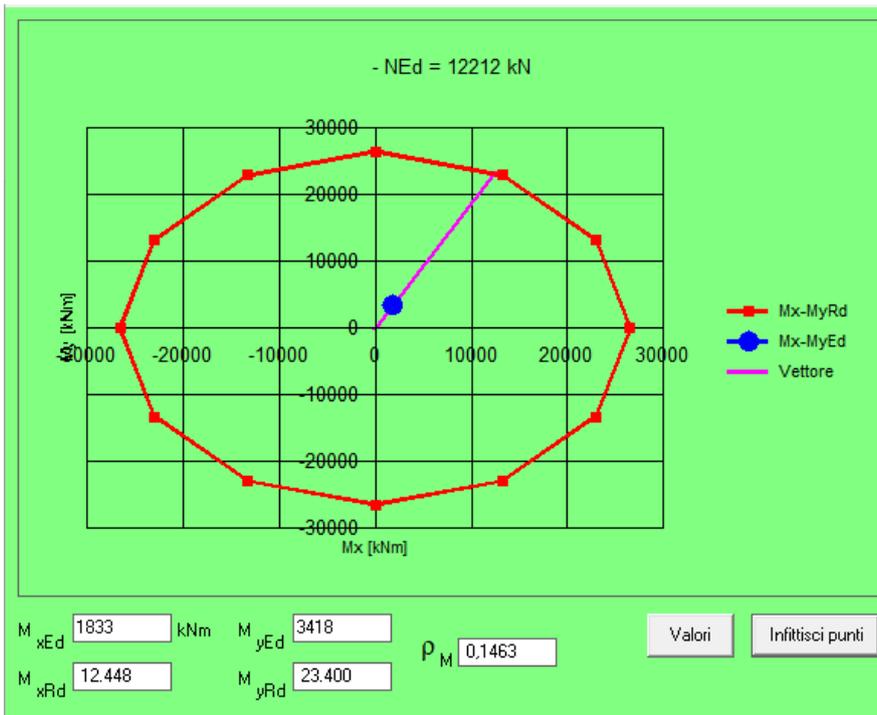


Figura 41: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_2, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_3

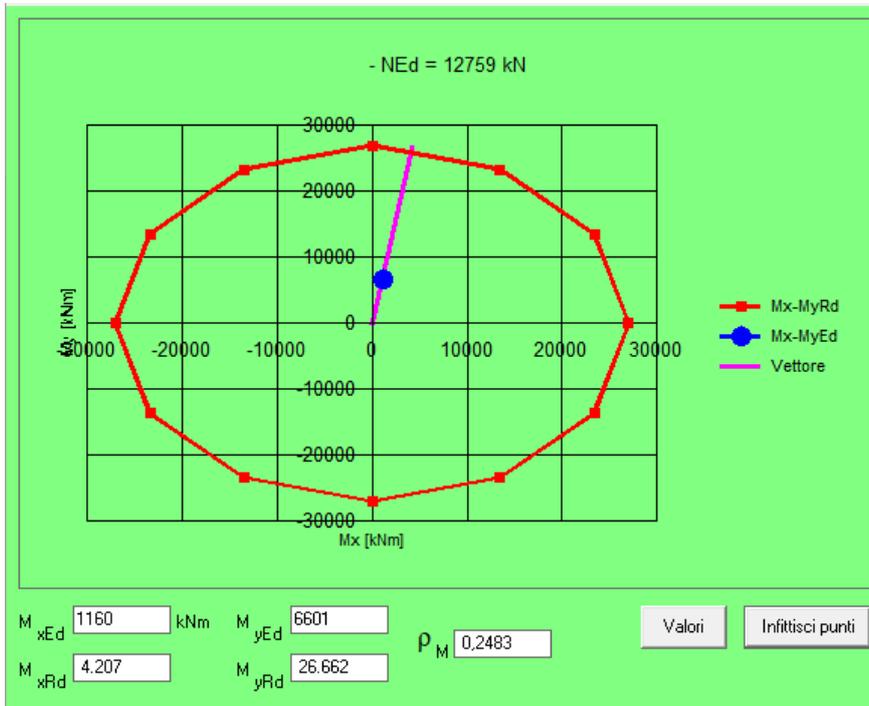


Figura 42: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_3, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_4

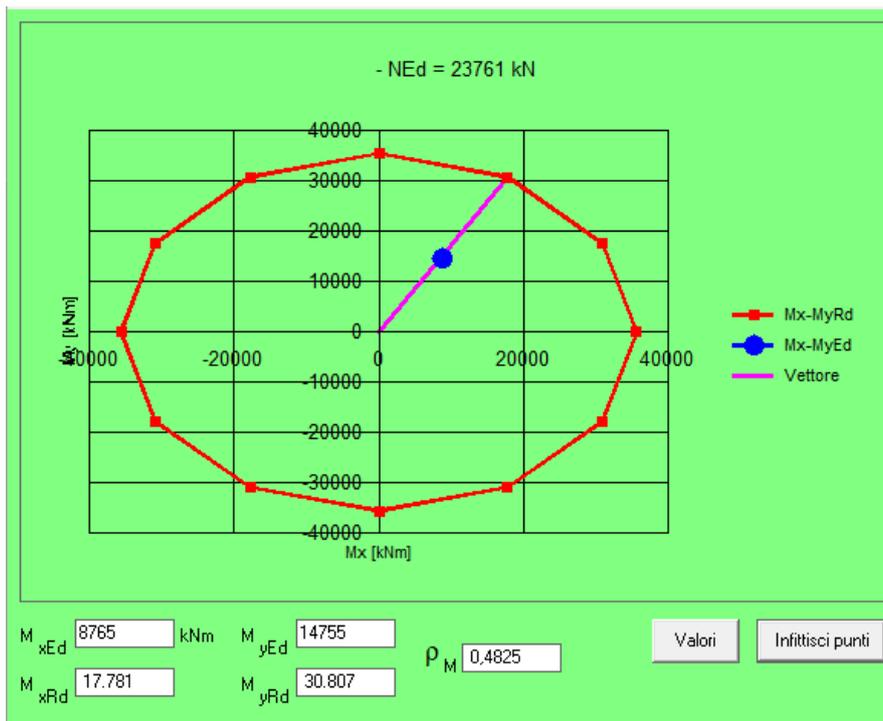


Figura 43: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_4, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_5

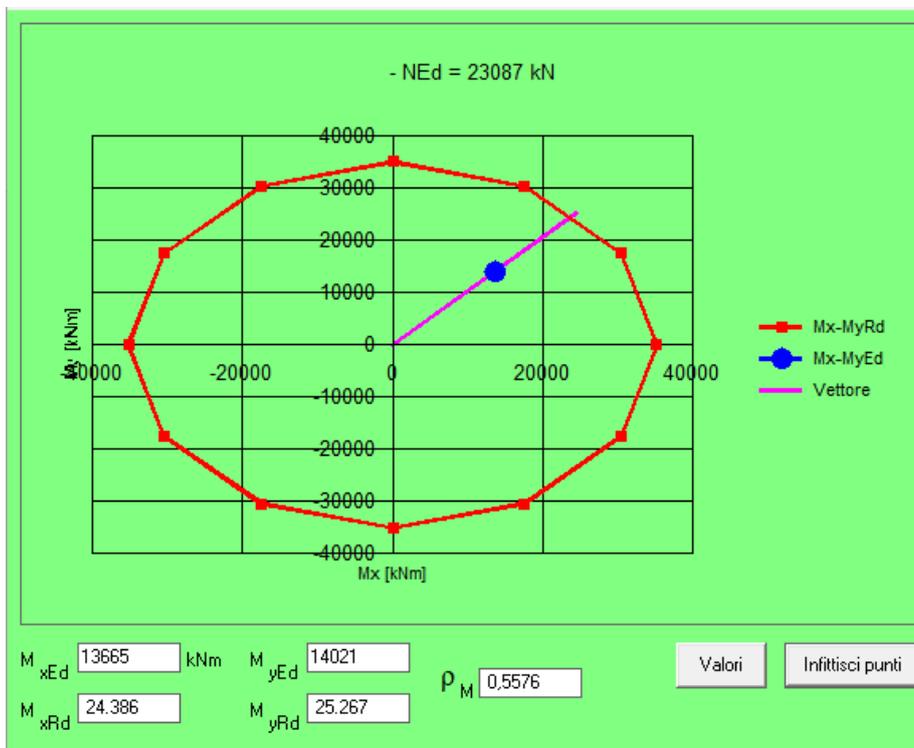


Figura 44: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_5, dominio M_x-M_y

- $\rho_1 = A_{s1}/(b_w d)$ è il rapporto di armatura longitudinale tesa
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione
- b_w è la larghezza minima della sezione

per quanto riguarda elementi senza armatura trasversale resistente a taglio.

Nel caso in esame si considera una sezione larga 2.7 m e di altezza pari a 2.3 m circa ($d_e + c$); la classe di resistenza del calcestruzzo è C32/40.

Il taglio massimo V_{ed} è stato ricavato dalle sei combinazioni STR riportate all'inizio del paragrafo e risulta pari a 912 kN.

Si riporta di seguito la verifica in forma sintetica.

GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
Altezza della sezione.....	H	2333	[mm]
Base della sezione.....	b_w	2700	[mm]
Altezza utile della sezione.....	d	2269.68	[mm]
Area della sezione di calcestruzzo.....	A_c	6298236	[mm ²]
Diametro massimo delle barre longitudinali.....	ϕ_{max}	26	[mm]
Diametro minimo delle barre longitudinali.....	ϕ_{min}	26	[mm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.....	f_{ck}	32	[N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.....	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata.....	α_{cc}	0.85	[-]
Resistenza di calcolo a compressione.....	f_{cd}	18.13	[N/mm ²]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima.....	f'_{cd}	9.07	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.....	f_{yd}	391.30	[N/mm ²]
Resistenza di progetto a compressione ridotta.....	f_{cd1}	9.07	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo.....	f_{ctm}	3.02	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo (frattile 5%).....	f_{ctm}	2.12	[N/mm ²]

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	912	[kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A_{s1}	16459	[mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N_{Ed}		[kN]
Valore di calcolo del momento flettente.....	M_{Ed}		[kNm]
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$).....	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$).....	ρ_1	0.002686	[-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1.297	[-]
	V_{min}	0.292	[N/mm ²]
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		1953	[kN]
		1953	[kN]

Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	1953	[kN]
--	----------	------	------

9.2.2.2 Pila 2

Si riportano in tabella le sollecitazioni (kN, kNm) corrispondenti alle 5 combinazioni STR riportate al paragrafo 11.1.2.

N°	N	M _y	M _x	M _t	T _y	T _x
STR_1	28088	18203	8967	0	423	584
STR_2	14942	3416	1822	0	362	89
STR_3	15064	10105	1294	0	1114	48
STR_4	28088	18203	8967	0	423	584
STR_5	26904	16954	14039	0	362	1100
STR_6	16125	4357	3650	0	416	486

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione deviata del fusto per ogni combinazione. L'armatura è la medesima delle pile 1 e 3.

Combinazione STR_1

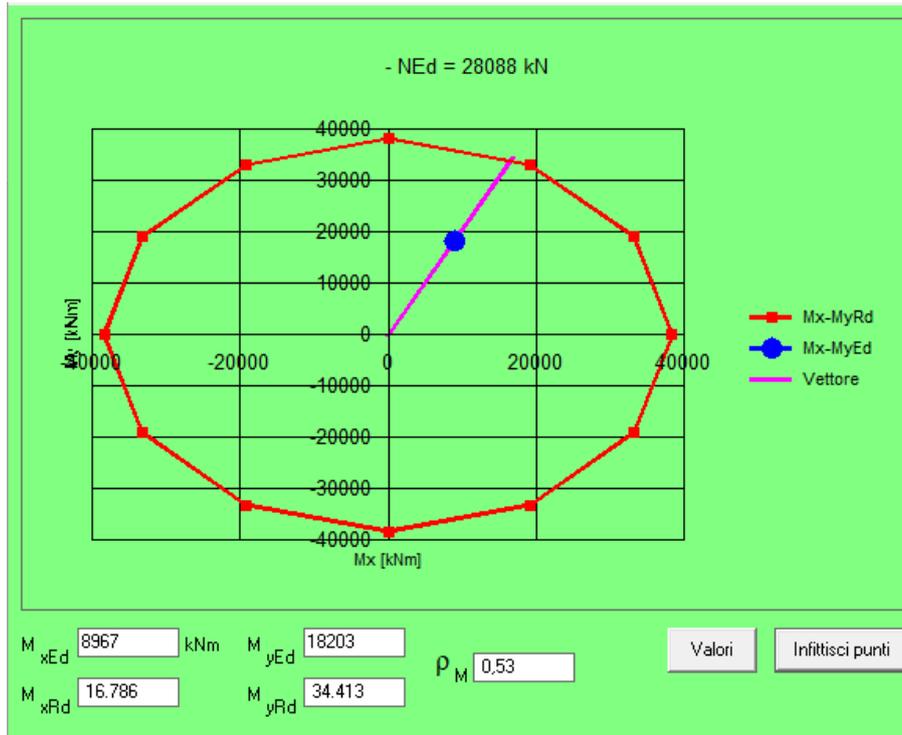


Figura 46: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_1, dominio M_x - M_y

Combinazione STR_2

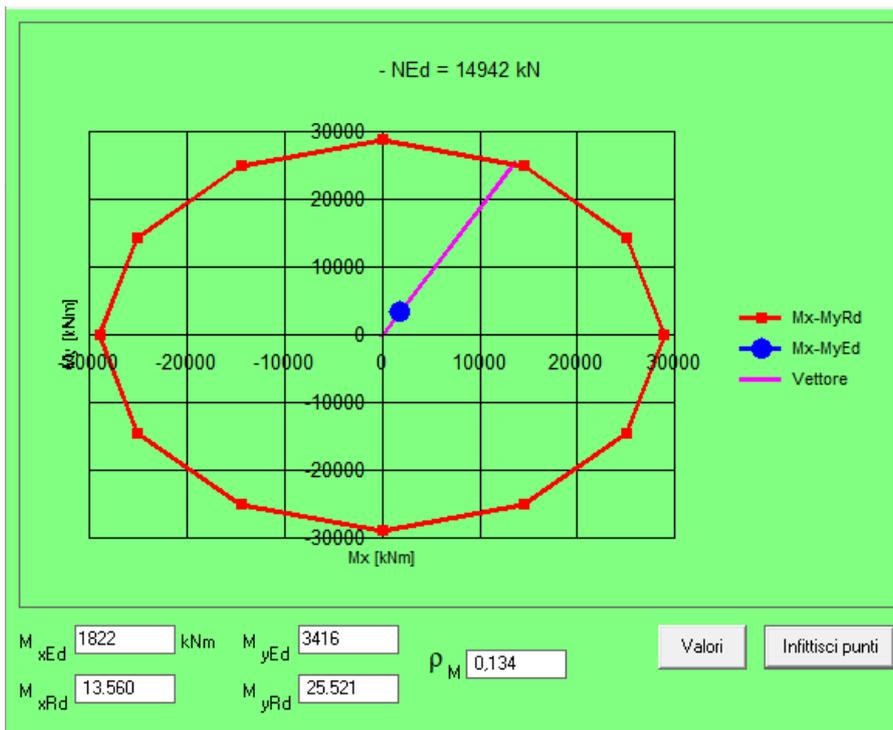


Figura 47: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_2, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_3

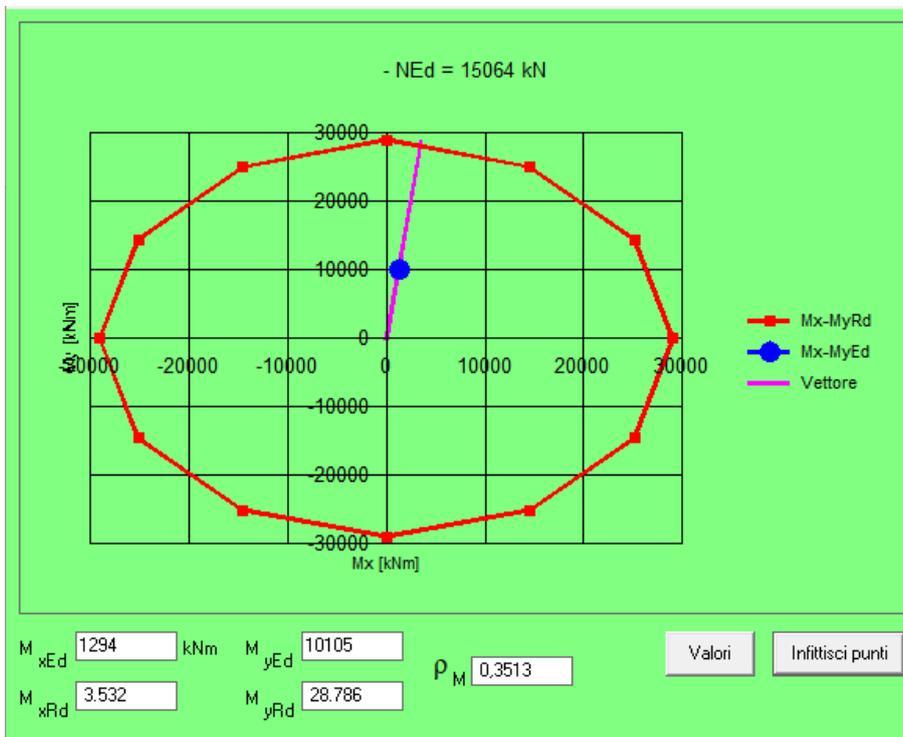


Figura 48: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_3, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_4

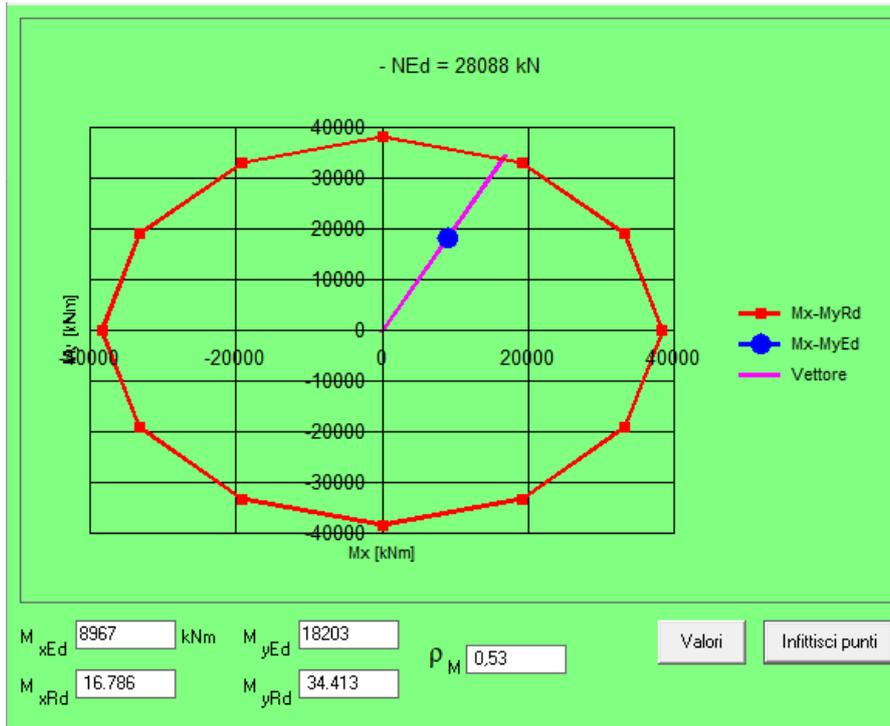


Figura 49: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_4, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_5

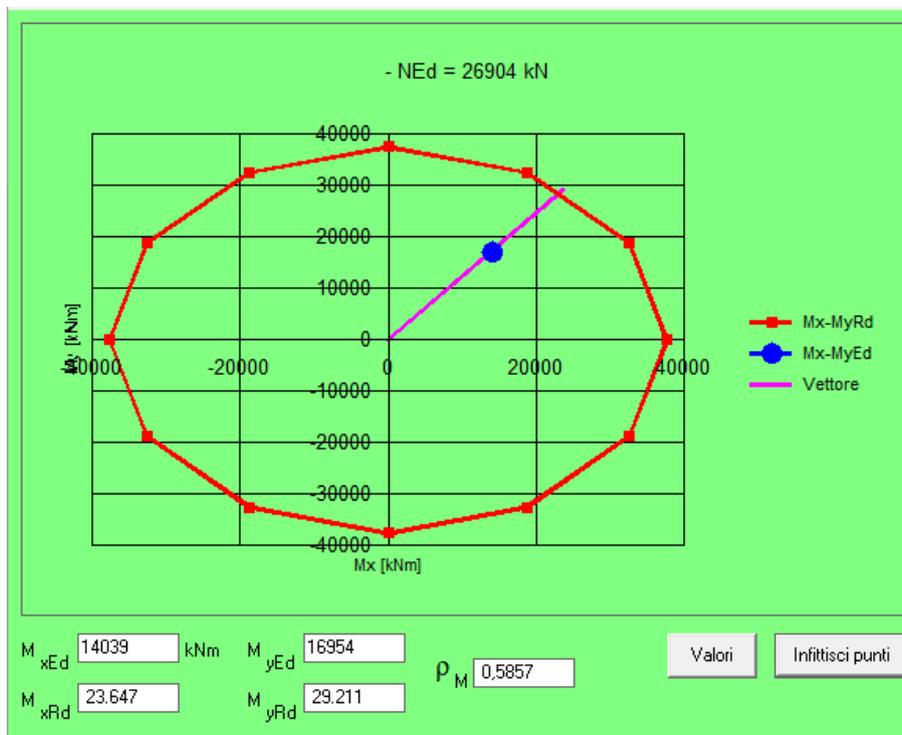


Figura 50: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_5, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_6

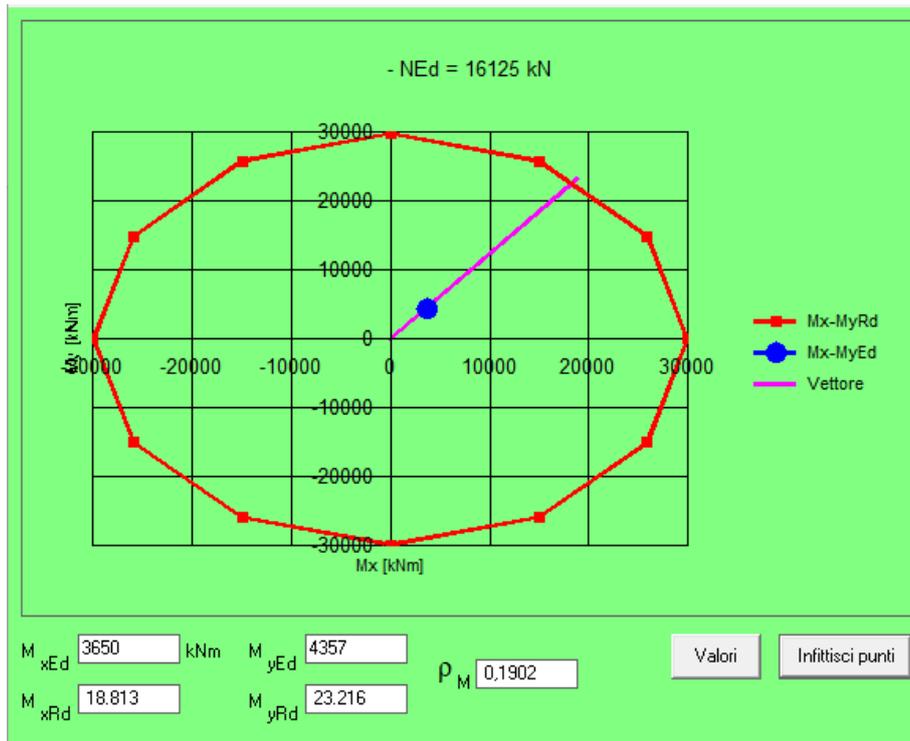


Figura 51: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_6, dominio M_x-M_y

VERIFICA A TAGLIO

La verifica a taglio del fusto della pila (valida per P1 e P3) è stata effettuata considerando un'aera equivalente in accordo con il bollettino CEB nr. 137 (allegato 5) secondo cui, nel caso di armatura distribuita in modo uniforme, la base e l'altezza utile equivalenti della sezione vengono assunte come:

- $b_e = 0.9D$
- $d_e = 0.45D + 0.64(d - D/2)$

dove d è l'altezza utile della sezione ($D - c$), c è il copriferro e D il diametro.

La procedura utilizzata è quella riportata al §4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018. Deve risultare:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

Dove:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

Con:

- d = altezza utile
- $f_{ck} = 20$ Mpa
- $k = 1 + (200/d)^{0.5}$
- $v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$
- $\rho_1 = A_{sl}/(b_w d)$ è il rapporto di armatura longitudinale tesa

- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione
- b_w è la larghezza minima della sezione

per quanto riguarda elementi senza armatura trasversale resistente a taglio.

Nel caso in esame si considera una sezione larga 2.7 m e di altezza pari a 2.3 m circa ($d_e + c$); la classe di resistenza del calcestruzzo è C32/40.

Il taglio massimo V_{ed} è stato ricavato dalle sei combinazioni STR riportate all'inizio del paragrafo e risulta pari a 1114 kN.

Si riporta di seguito la verifica in forma sintetica.

GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
Altezza della sezione.....	H	2333	[mm]
Base della sezione.....	b_w	2700	[mm]
Altezza utile della sezione.....	d	2269.68	[mm]
Area della sezione di calcestruzzo.....	A_c	6298236	[mm ²]
Diametro massimo delle barre longitudinali.....	ϕ_{max}	26	[mm]
Diametro minimo delle barre longitudinali.....	ϕ_{min}	26	[mm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.....	f_{ck}	32	[N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.....	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata.....	α_{cc}	0.85	[-]
Resistenza di calcolo a compressione.....	f_{cd}	18.13	[N/mm ²]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima.....	f'_{cd}	9.07	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.....	f_{yd}	391.30	[N/mm ²]
Resistenza di progetto a compressione ridotta.....	f_{cd1}	9.07	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo.....	f_{ctm}	3.02	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo (frattile 5%).....	f_{ctm}	2.12	[N/mm ²]

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	1114	[kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A_{s1}	17521	[mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N_{Ed}		[kN]
Valore di calcolo del momento flettente.....	M_{Ed}		[kNm]
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$).....	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$).....	ρ_1	0.002859	[-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1.297	[-]
	V_{min}	0.292	[N/mm ²]
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		1995	[kN]
		1995	[kN]

Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	1995	[kN]
--	----------	------	------

10 ANALISI DELLA SPALLA B

Per l'analisi della spalla SB è stato utilizzato un foglio di calcolo excel di regolare utilizzo e di comprovata validità che, partendo dalle sollecitazioni derivanti dall'impalcato, dalla geometria della spalla e quindi dal suo peso proprio e da tutti gli altri carichi portati, statici e sismici, calcola le sollecitazioni alla base della spalla. Le verifiche dei muri di risvolto sono state invece effettuate sulla base di un semplice modello agli elementi finiti.

10.1 Analisi dei carichi

I carichi considerati per il calcolo della spalla B sono i seguenti:

Carichi	Descrizione
G1	Peso proprio delle strutture
G2	Carichi permanenti non strutturali
G3_M1	Spinte delle terre e dell'acqua
G3_M2	Spinte delle terre e dell'acqua
q7	Variazioni termiche
Q_MCmax	Carico Tandem MaxCarico massimo
q_MCmax	Carico distribuito MaxCarico massimo
Q_MCmin	Carico Tandem MaxCarico minimo
q_MCmin	Carico distribuito MaxCarico minimo
Q_MEmax	Carico Tandem MaxEccent massimo
q_MEmax	Carico distribuito MaxEccent massimo
Q_MEmin	Carico Tandem MaxEccent minimo
q_MEmin	Carico distribuito MaxEccent minimo
q3	frenatura
q5 (ponte scarico)	azione del vento
q5 (ponte carico)	azione del vento
q6 (longitudinale)	Azione sismica
q6 (trasversale)	Azione sismica
q9	Resistenze parassite vincoli

- **G1:** il peso proprio della spalla è stato valutato in base alla geometria moltiplicando il peso specifico γ per il volume degli elementi.
- **G2:** sono sia i carichi permanenti portati derivanti dall'impalcato (si veda relazione impalcato) sia il peso del terreno.
- **G3_M1 e G3_M2** sono le spinte delle terre valutate in modo statico ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 35^\circ$)
- **q7:** azioni derivanti da impalcato
- **Q e q:** scarichi dall'impalcato dovuti ai carichi mobili
- **Q3:** scarico dovuto alla frenatura e derivante dall'impalcato
- **Q5:** vento, azioni agli appoggi derivanti da impalcato
- **Q6:** azioni sismiche cioè sia forze concentrate derivanti da impalcato sia azioni legate al terreno calcolate con la teoria di Wood, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 35^\circ$
- **Q9:** azioni concentrate derivanti dall'impalcato

Per il calcolo delle spinte statiche del terreno è stato utilizzato il coefficiente di spinta a riposo $K_0 = 1 - \text{sen}\phi$:

$$S = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2$$

La sovraspinta sismica calcolata tramite la teoria di Wood è:

$$\Delta S = S a_g \gamma H^2$$

Dove S e a_g sono i parametri sismici di amplificazione stratigrafica e di accelerazione orizzontale massima attesa.

Le azioni concentrate derivanti dall'impalcato sono state trasformate in:

- N o H (taglio) in corrispondenza dei baggioli sommando le azioni sui due appoggi dell'impalcato
- Mt (momento trasversale) = azioni derivanti dall'impalcato e pesi propri moltiplicati per eccentricità trasversali rispetto al baricentro dell'elemento
- MI (momento longitudinale) = azione (verticale o orizzontale) moltiplicata per il braccio rispetto al baricentro dell'elemento di verifica

Sono state quindi calcolate in questo modo le azioni N, Ht, Hl, Mt, MI alla base del muro frontale della spalla.

Si riportano nella tabella seguente gli scarichi sugli appoggi derivanti dall'impalcato:

APPOGGI	Trave sx			Trave dx			Mtrasv [kNm]
	N (z) [kN]	T (x) [kN]	T (y) [kN]	N (z) [kN]	T (x) [kN]	T (y) [kN]	
SPALLA SB							
Fase 1 - g	913	0	0	952	0	0	-118
Fase 2 - p	318	0	0	334	0	0	-48
Cedimenti_c1	27	0	0	30	0	0	-9
Cedimenti_c2	-8	0	0	-10	0	0	4
T uniforme	-124	0	0	-147	0	0	68
Ritiro	-81	0	4	-96	0	0	45
Max Permanenti	1463	0	-4	1558	0	0	-286
Min Permanenti	1017	0	4	1034	0	0	-48
<i>Fase 3 - mobili</i>							
Massimo carico - trave sx - TANDEM	334			294			120
Massimo carico - trave sx - DISTRIBUITO	334			160			524
Minimo carico - trave sx - TANDEM	-81			330			-1232
Minimo carico - trave sx - DISTRIBUITO	-199			505			-2113
Massimo carico - trave dx - TANDEM	299			906			-1819
Massimo carico - trave dx - DISTRIBUITO	166			833			-2001
Minimo carico - trave dx - TANDEM	-73			-86			38
Minimo carico - trave dx - DISTRIBUITO	-30			-168			412
Folla	135			-38			521
Vento Ponte Carico	0	0	0	0	0	-649	
Vento Ponte Scarico	0	0	0	0	0	-415	
Sisma Longitudinale SLV (+/-)	7	1	0	7	1	1	4
Sisma Trasversale SLV (+/-)	218	0	0	214	0	625	1781
Sisma Longitudinale SLC (+/-)	9	1	0	9	1	2	5
Sisma Trasversale SLC (+/-)	274	0	0	269	0	782	2230
Centrifuga	5	0	0	-5	0	-15	-44
Frenatura (+/-)	288	-1	-4	288	-1	-4	
Attrito vincoli	0	73	0	0	78	0	

10.2 Combinazioni dei carichi

Si riportano nella seguente tabella le combinazioni dei carichi prodotte, che sono di tipo strutturale (STR), geotecnico (GEO) e sismico (sisma).

N°	(A1+M1) STR													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	STR 1_UI-1	STR 1_UI-2	STR 2_UII-1	STR 2_UII-2	STR 2_UII-3	STR 2_UII-4	STR 3_UIII-1	STR 3_UIII-2	STR 3_UIII-3	STR 3_UIII-4	STR 4_UIV-1	STR 4_UIV-2	STR 4_UIV-3	STR 4_UIV-4
G1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G3_M1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G3_M2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
q7	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Q_MCmax	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0
q_MCmax	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0
Q_MCmin	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0
q_MCmin	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0
Q_MEmax	0	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0
q_MEmax	0	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0
Q_MEmin	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35
q_MEmin	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0	1.35
q3	0	0	0	0	0	0	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0
q5 (ponte scarico)	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
q5 (ponte carico)	0	0	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
q6 (longitudinale)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
q6 (trasversale)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
q9	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

N°	(A2+M2) GEO													
	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
	GEO 1_UI-1	GEO 1_UI-2	GEO 2_UII-1	GEO 2_UII-2	GEO 2_UII-3	GEO 2_UII-4	GEO 3_UIII-1	GEO 3_UIII-2	GEO 3_UIII-3	GEO 3_UIII-4	GEO4_UIV1	GEO4_UIV2	GEO4_UIV3	GEO4_UIV4
G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G3_M1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
G3_M2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
q7	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Q_MCmax	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0	0	0
q_MCmax	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0	0	0
Q_MCmin	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0	0
q_MCmin	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0	0
Q_MEmax	0	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0
q_MEmax	0	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0
Q_MEmin	0	0	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15
q_MEmin	0	0	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15	0	0	0	1.15
q3	0	0	0	0	0	0	1.3	1.3	1.3	1.3	0	0	0	0
q5 (ponte scarico)	1.3	1.15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
q5 (ponte carico)	0	0	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78
q6 (longitudinale)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
q6 (trasversale)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
q9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

N°	SISMA					
	34	35	36	37	38	39
	SISMA 1	SISMA 2	SISMA 3	SISMA 4	SISMA 5	SISMA 6
G1	1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1	1
G3_M1	1	1	1	1	1	1
G3_M2	0	0	0	0	0	0
q7	0	0	0	0	0	0
Q_MCmax	0	0	0	0	0	0
q_MCmax	0	0	0	0	0	0
Q_MCmin	0	0	0	0	0	0
q_MCmin	0	0	0	0	0	0
Q_MEmax	0	0	0	0	0	0
q_MEmax	0	0	0	0	0	0
Q_MEmin	0	0	0	0	0	0
q_MEmin	0	0	0	0	0	0
q3	0	0	0	0	0	0
q5 (ponte scarico)	0	0	0	0	0	0
q5 (ponte carico)	0	0	0	0	0	0
q6 (longitudinale)	1	0.3	0.3	1	0.3	0.3
q6 (trasversale)	0.3	1	0.3	0.3	1	0.3
q9	0	0	0	0	0	0

10.3 Risultati

Nel presente paragrafo si riportano in tabella i valori di sollecitazione ottenuti in corrispondenza della base della spalla per ciascuna combinazione considerata.

AZIONI ALLA BASE DEL MURO FRONTALE

Combinazioni	N (kN)	Mt (kNm)	MI (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
STR 1_UI-1	14,467	-3,264	1,589	-622	2,259
STR 1_UI-2	14,467	542	1,589	0	2,259
STR 2_UII-1	18,718	-1,983	-3,642	-585	2,850
STR 2_UII-2	15,261	-7,581	-1,667	-585	2,850
STR 2_UII-3	18,718	-1,983	-3,642	-585	2,850
STR 2_UII-4	15,743	-3,036	-1,943	-585	2,850
STR 3_UIII-1	19,581	-2,004	-4,155	-597	2,848
STR 3_UIII-2	16,124	-7,602	-2,180	-597	2,848
STR 3_UIII-3	19,581	-2,004	-4,155	-597	2,848
STR 3_UIII-4	16,606	-3,057	-2,456	-597	2,848
STR 4_UIV-1	18,718	-1,983	-3,642	-585	2,850
STR 4_UIV-2	15,261	-7,581	-1,667	-585	2,850
STR 4_UIV-3	18,718	-1,983	-3,642	-585	2,850
STR 4_UIV-4	15,743	-3,036	-1,943	-585	2,850
GEO 1_UI-1	10,687	-2,892	-311	-539	1,826
GEO 1_UI-2	10,687	-2,511	-311	-477	1,826
GEO 2_UII-1	14,307	-1,797	-3,704	-507	2,502
GEO 2_UII-2	11,362	-6,565	-2,022	-507	2,502
GEO 2_UII-3	14,307	-1,797	-3,704	-507	2,502
GEO 2_UII-4	11,773	-2,693	-2,257	-507	2,502
GEO 3_UIII-1	15,055	-1,815	-4,148	-517	2,501
GEO 3_UIII-2	12,110	-6,584	-2,466	-517	2,501
GEO 3_UIII-3	15,055	-1,815	-4,148	-517	2,501
GEO 3_UIII-4	12,521	-2,712	-2,701	-517	2,501
GEO 4_UV-1	14,307	-1,797	-3,704	-507	2,502
GEO 4_UV-2	11,362	-6,565	-2,022	-507	2,502
GEO 4_UV-3	14,307	-1,797	-3,704	-507	2,502
GEO 4_UV-4	11,773	-2,693	-2,257	-507	2,502
Sisma 1	11,101	2,059	-4,518	-774	3,099
Sisma 2	11,394	5,993	-4,740	-319	3,099
Sisma 3	11,091	2,050	-4,516	-609	3,099
Sisma 4	11,101	2,059	-2,818	-525	2,508
Sisma 5	11,394	5,993	-3,040	-70	2,508
Sisma 6	11,091	2,050	1,151	220	1,128

AZIONI ALLA BASE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Combinazioni	N (kN)	Mt (kNm)	MI (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
STR 1_UI-1	18,500	-3,957	-7,564	-622	3,207
STR 1_UI-2	18,500	595	-7,564	0	3,207
STR 2_UII-1	22,750	-2,596	-19,482	-585	3,963
STR 2_UII-2	19,293	-8,235	-11,243	-585	3,963
STR 2_UII-3	22,750	-2,596	-5,305	-585	3,963
STR 2_UII-4	19,776	-3,684	-12,393	-585	3,963
STR 3_UIII-1	23,613	-2,621	-21,561	-597	3,961
STR 3_UIII-2	20,156	-8,260	-13,322	-597	3,961
STR 3_UIII-3	23,613	-2,621	-7,384	-597	3,961
STR 3_UIII-4	20,639	-3,709	-14,473	-597	3,961
STR 4_UIV-1	22,750	-2,596	-19,482	-585	3,963
STR 4_UIV-2	19,293	-8,235	-11,243	-585	3,963
STR 4_UIV-3	22,750	-2,596	-5,305	-585	3,963
STR 4_UIV-4	19,776	-3,684	-12,393	-585	3,963
GEO 1_UI-1	13,673	-3,499	-7,662	-539	2,667
GEO 1_UI-2	13,673	-3,044	-7,662	-477	2,667
GEO 2_UII-1	17,294	-2,336	-16,543	-507	3,485
GEO 2_UII-2	14,349	-7,139	-9,525	-507	3,485
GEO 2_UII-3	17,294	-2,336	-4,467	-507	3,485
GEO 2_UII-4	14,760	-3,262	-10,505	-507	3,485
GEO 3_UIII-1	18,042	-2,357	-18,345	-517	3,483
GEO 3_UIII-2	15,097	-7,161	-11,327	-517	3,483
GEO 3_UIII-3	18,042	-2,357	-6,268	-517	3,483
GEO 3_UIII-4	15,508	-3,284	-12,307	-517	3,483
GEO 4_UV-1	17,294	-2,336	-16,543	-507	3,485
GEO 4_UV-2	14,349	-7,139	-9,525	-507	3,485
GEO 4_UV-3	17,294	-2,336	-4,467	-507	3,485
GEO 4_UV-4	14,760	-3,262	-10,505	-507	3,485
Sisma 1	14,088	1,233	-19,267	455	5,417
Sisma 2	14,381	3,138	-17,486	1,513	4,795
Sisma 3	14,078	1,223	-16,714	454	4,795
Sisma 4	14,088	1,233	-16,265	455	4,553
Sisma 5	14,381	3,138	-14,484	1,513	3,931
Sisma 6	14,078	1,223	-6,707	454	1,915

10.4 Verifiche

Si riportano le verifiche a flessione, pressoflessione e taglio effettuate per le sollecitazioni più gravose sui vari elementi strutturali.

Le verifiche condotte sono agli SLU considerando i seguenti coefficienti di sicurezza:

- Coefficiente di sicurezza cls a compressione: 1.5
- Coefficiente di sicurezza cls a trazione: 1.5
- Coefficiente di sicurezza acciaio: 1.15

La verifica a flessione e pressoflessione retta viene condotta controllando che l'azione sollecitante Med sia inferiore o uguale alla resistenza Mrd, come indicato al §4.1.2.3.4.2 delle NTC2018.

Si riportano inoltre le verifiche di fessurazione condotte in combinazione SLE frequente ai sensi del § 4.1.2.2.4. delle NTC18 applicando le procedure di calcolo indicate nella norma UNI EN 1992-1-1:2005 al §7.3. Per tali verifiche sono state considerate condizioni ambientali ordinarie corrispondenti ad una classe di esposizione XC2 (tabella 4.1.III); trattando armature poco sensibili, dalla tabella 4.1.IV si ricava il valore limite di apertura delle fessure:

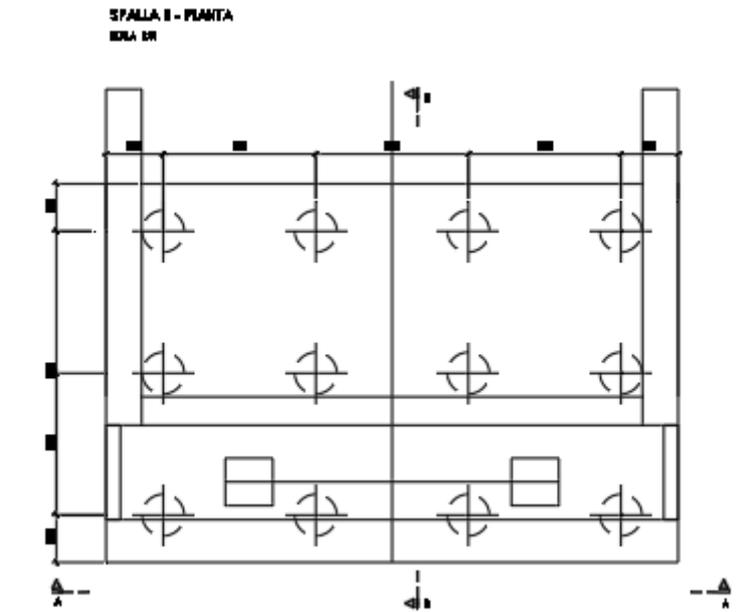
Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

Si ottiene un limite pari a $w_3 = 0.4$ mm per la combinazione frequente.

10.4.1 Platea di fondazione

Si riporta di nuovo la pianta della platea di fondazione della spalla B:



Si verifica la platea come trave appoggiata ai muri andatori laterali e soggetta ai seguenti carichi:

- Azioni dei due pali centrali posteriori corrispondenti al carico agente su di essi Q_{ED}
- Peso del terreno sovrastante

Lo schema statico è riportato nell'immagine sottostante:

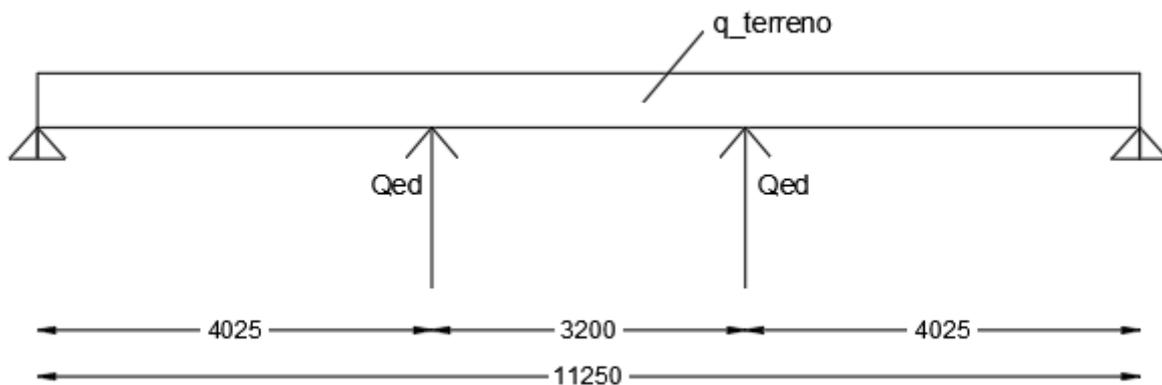


Figura 52: Schema statico per verifica platea

I carichi applicati sono:

- $Q_{ED} = 1702 \text{ kN}$
- $q_{\text{terreno}} = \gamma_{\text{terreno}} \cdot h \cdot b = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 6\text{m} \cdot 2.5\text{m} = 270 \text{ kN/m}$

Dove h è l'altezza media della spalla a partire dall'estradosso della platea di fondazione e b è la larghezza di afferenza del peso del terreno sui pali in esame (metà dell'interasse longitudinale più la distanza dal bordo della platea nella stessa direzione).

Il carico Q_{ed} pari a 1732 kN è stato ricavato tramite la seguente formula partendo dalle sollecitazioni alla base del plinto di fondazione relative alla combinazione peggiore fra quelle riportate al §11.3:

$$N_i = \frac{N_{tot}}{n^{\circ}pali} + \frac{N_{tot} \cdot e_x}{\sum x_i^2} \cdot x_i + \frac{N_{tot} \cdot e_y}{\sum y_i^2} \cdot y_i$$

Dove x_i e y_i sono le coordinate dell' i -esimo palo rispetto al baricentro della platea di fondazione e e_x ed e_y le eccentricità del carico rispetto al baricentro nelle due direzioni.

Il momento dovuto al carico distribuito linearmente è pari a:

$$M_q = \frac{ql^2}{8} = 270 \cdot \frac{11.25^2}{8} = 4271 \text{ kNm}$$

Il momento negativo dovuto ai carichi concentrati è:

$$M_Q = -Q_{ed} \cdot 4.025m = -6851 \text{ kNm}$$

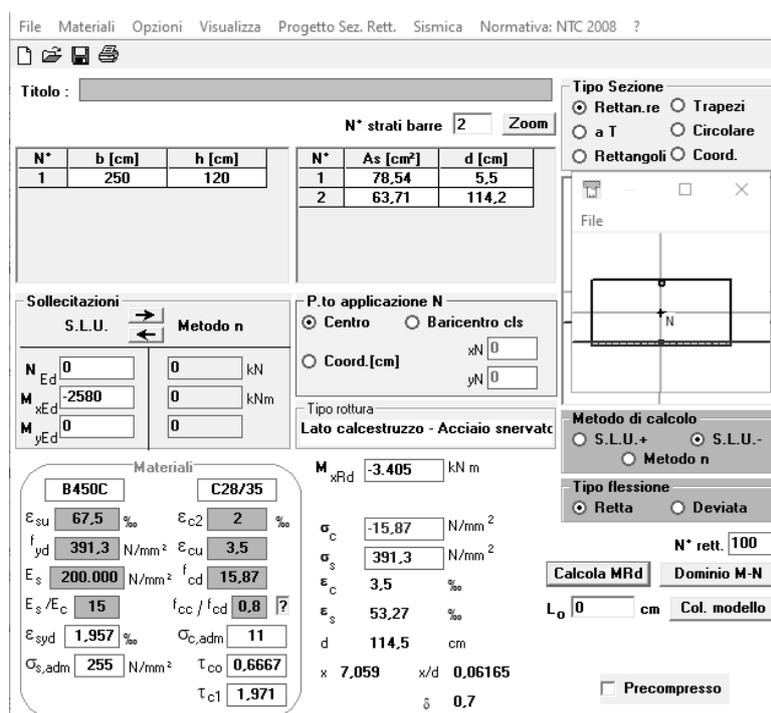
Il momento totale negativo quindi risulta pari a $-6851 + 4271 = -2580 \text{ kNm}$.

Si riporta la verifica a flessione e considerando come sezione resistente la seguente:

- $B = 2500 \text{ mm}$
- $H = 1200 \text{ mm}$

La platea viene armata con una maglia di ferri $\phi 26$ passo 20 inferiori e una maglia di barre $\phi 20$ passo 20 cm superiormente. In corrispondenza della fila posteriore di pali, l'armatura superiore viene raddoppiata.

Si riporta di seguito la verifica a flessione:



File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	120	1	78,54	5,5
			2	63,71	114,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -2580 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{cl} 1,971

M_{xRd} -3.405 kNm

σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 53,27 ‰
d 114,5 cm
x 7,059 x/d 0,06165
δ 0,7

VERIFICA A FESSURAZIONE

Si riporta in modo sintetico la verifica effettuata secondo le indicazioni del §7.3 della UNI EN 1992-1-1:2005.

SLE - Combinazione frequente					
Verifica quantitativo minimo di armatura					
$f_{ct,eff}$	2.77	MPa	<i>tensione di aderenza acciaio-cla</i>		
k	0.65	-	<i>coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi</i>		
$M_{Ed,SLEf req}$	-1912	kNm	Fessure prima di 28 giorni?	no	
Breve termine					
Sezione non fessurata			Sezione fessurata		
$\sigma_{c,comp}$	2.97	MPa	$\sigma_{c,comp}$	6.72	MPa
$\sigma_{s,comp}$	17.41	MPa	$\sigma_{s,comp}$	30.08	MPa
$\sigma_{s,teso}$	-17.42	MPa	$\sigma_{s,teso}$	224.71	MPa
$\sigma_{c,teso}$	-2.95	MPa	$\sigma_{s,teso}$	224.71	MPa
k_c	0.154	-	<i>coeff. per forma distribuzione tensioni pre-fessurazione</i>		
$A_{s,min}$	1842	mm ²	\leq	A_s	7854 mm ²

Verifica fessurazione					
Barre	Aderenza migliorata	Ferro	agg		
K1	0.8	<i>coefficiente aderenza armatura</i>			
K2	0.5	<i>coefficiente di distribuzione delle tensioni</i>			
K3	3.4	<i>← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)</i>			
K4	0.425				
p medio	100 mm	<i>distanza media fra le barre tese</i>			
Φ_{eq}	20.0 mm	<i>diametro equivalente</i>			
hc,eff	138 mm	<i>altezza tesa efficace</i>			
A _{eff}	343,750 mm ²	<i>area tesa efficace</i>			
A _s	7,854 mm ²	<i>armatura tesa</i>			
ρ_{peff}	0.0228	<i>rapporto geometrico di armatura efficace</i>			
ricopr _{net}	45.0 mm	<i>ricoprimento netto barre tese</i>			
s_r,max	302 mm	<i>distanza massima tra le fessure</i>			
α_e	6.50	<i>coeff. omogeneizzazione</i>			
k_t	0.60	<i>coeff. omogeneizzazione</i>			
σ_s	224.7 MPa	<i>tensione nell'acciaio</i>			
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	6.728E-04	<i>scorrimento acciaio calcestruzzo</i>			
w_k	0.203 mm	<i>apertura della fessura</i>	\leq		0.400

10.4.2 Muro frontale

Il muro frontale viene verificato considerando l'intera sezione di base 12m e altezza 2.6m e uno schema a mensola incastrata alla base.

La verifica è a pressoflessione disponendo barre $\phi 20$ con passo 20cm esterni e interni.

Sono state considerate le combinazioni peggiori di tipo STR, GEO e sismiche (derivanti dalla tabella del §11.3) che si riportano nella tabella seguente:

Combinazioni	N (kN)	M _I (kNm)	
STR 3_UIII-1	19581	-4155	Nmax
STR 1_UI-1	14467	1589	Nmin
GEO 3_UIII-1	15055	-4148	Nmax
GEO 1_UI-2	10687	-311	Nmin
Sisma 5	12065	-4740	M _I max
Sisma 3	11091	-4516	Nmin

- N è lo sforzo normale (positivo se di compressione)
- M_I è il momento longitudinale cioè con asse di rotazione perpendicolare all'impalcato (negativo se tende a ribaltare la spalla verso il muro frontale)

Nelle successive tabelle di verifica, M_{XED} corrisponde a M_I.

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	1200	0
3	1200	260
4	0	260

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	180,50	600	6
2	180,50	600	254

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	C32/40
ε _{su} 67,5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391,3 N/mm²	ε _{cu} 3,5 ‰
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 18,13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8 ?
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Nell'immagine seguente si riportano le verifiche di tutte le combinazioni effettuate controllando che tutte le coppie di sollecitazioni rimangano all'interno del dominio resistente rosso:

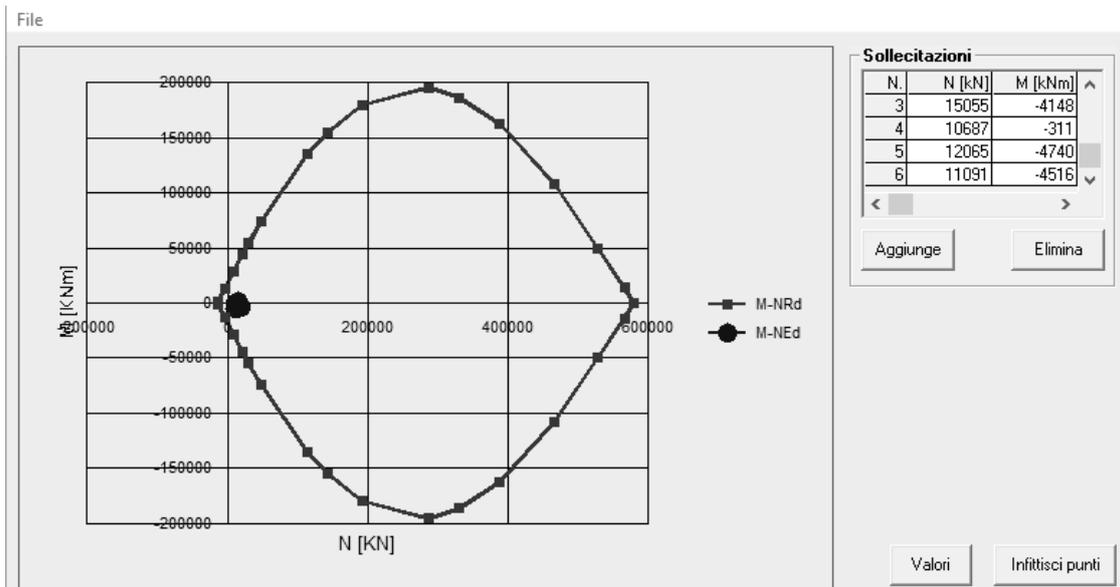


Figura 53: Verifiche a pressoflessione muro frontale, dominio N-M_x

VERIFICA A FESSURAZIONE

Si riporta in modo sintetico la verifica effettuata secondo le indicazioni del §7.3 della UNI EN 1992-1-1:2005.

SLE - Combinazione frequente			
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	tensione di aderenza acciaio-cla
k	0.65	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi
$M_{Ed,SLEfreq}$	-3478	kNm	Fessure prima di 28 giorni?
			no
	Breve termine		
Sezione non fessurata			
$\sigma_{c,comp}$	0.25	MPa	
$\sigma_{s,comp}$	1.51	MPa	
$\sigma_{s,teso}$	-1.51	MPa	
$\sigma_{c,teso}$	-0.25	MPa	

La tensione di trazione nel calcestruzzo è inferiore allo stato limite di formazione delle fessure $f_{ctm}/1.2 = 3.02/1.2 = 2.52$ Mpa, §4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

10.4.3 Paraghiaia

Il paraghiaia viene verificato a flessione e a taglio, sollecitazioni dovute alle seguenti azioni:

- forza di frenatura (q_3)
- sovraccarico sul rilevato (Q_1)
- spinta del terreno (g_3)
- peso proprio (g_1)

Il carico variabile da traffico di frenamento Q_3 è stato applicato secondo quanto indicato al § C5.1.3.3.5.2 della circolare delle norme NTC2018: 180 kN di forza orizzontale concomitanti a 300 kN verticali.

Il sovraccarico Q_1 è determinato come indicato nella circolare delle NTC2018 al §C5.1.3.3.5.1 considerando il carico tandem di schema 1 come carico equivalente distribuito su un'area di 2.2m x 3m e assumendo una diffusione del carico a 30° sull'altezza del paraghiaia.

La spinta statica del terreno g_3 si calcola come:

$$S_T = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2$$

Con $K_0 = 1 - \sin(\phi)$ e $\phi = 35^\circ$.

Il peso proprio è stato valutato considerando un peso specifico di 25 kN/m³.

Nella seguente tabella si riportano le azioni al metro lineare relative a ciascun carico sopra descritto:

Carico	N[kN/m]	V[kN/m]	M[kNm/m]
g_1	55.5	\	\
g_3	\	52	64
Q_1	\	72	133
q_3	25	24	90

Le combinazioni SLU sono:

- SLU_1: $g_1 \cdot 1.35 + g_3 \cdot 1.35 + Q_1 \cdot 1.35$
- SLU_2: $g_1 \cdot 1.35 + g_3 \cdot 1.35 + Q_1 \cdot 1.35 \cdot 0.4 + Q_3 \cdot 1.35$

E risulta:

- M (SLU_1): $64 \cdot 1.35 + 133 \cdot 1.35 = 266$ kNm/m
- M (SLU_2): $64 \cdot 1.35 + 133 \cdot 1.35 \cdot 0.4 + 90 \cdot 1.35 = 280$ kNm/m
- V (SLU_1): $52 \cdot 1.35 + 72 \cdot 1.35 = 167.4$ kN/m
- V (SLU_2): $52 \cdot 1.35 + 72 \cdot 1.35 \cdot 0.4 + 24 \cdot 1.35 = 141.5$ kN/m
- N (SLU_1): $55.5 \cdot 1.35 = 75$ kN/m
- N (SLU_2): $55.5 \cdot 1.35 + 25 \cdot 1.35 = 109$ kN/m

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Si considera una sezione di base 100cm e altezza 60 cm soggetta al momento massimo pari a 280 kNm/m e allo sforzo normale corrispondente pari a 109 kN/m.

Si dispongono 5 barre $\phi 20$ esterne e interne.

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	15,71	6
			2	15,71	54

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 109 0 kN
M xEd 280 0 kNm
M yEd 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
 τ_{c1} 2,114 ‰

M xRd 351,3 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 30,61 ‰
d 54 cm
x 5,541 x/d 0,1026
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

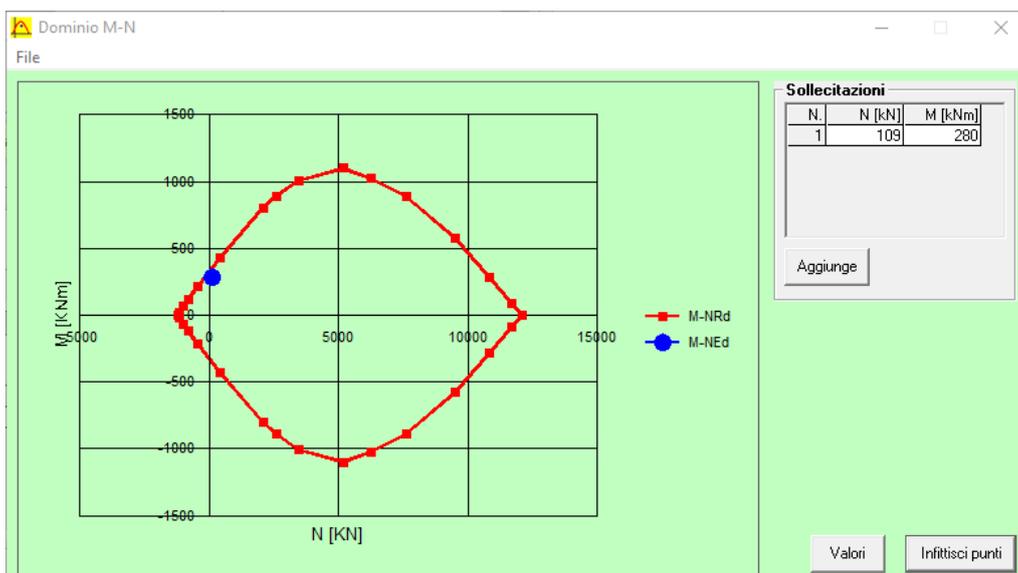


Figura 54: Verifica a pressoflessione del paraghiaia, dominio N-M

VERIFICA A FESSURAZIONE

Si riporta in modo sintetico la verifica effettuata secondo le indicazioni del §7.3 della UNI EN 1992-1-1:2005.

Il momento flettente per la verifica è stato ricavato dalle seguenti combinazioni SLE frequenti:

- SLE_1: $g_1 + g_3 + Q_1 \cdot 0.4$
- SLE_2: $g_1 + g_3 + Q_3 \cdot 0.75$
- M (SLE_1): $64 + 133 \cdot 0.4 = 117$ kNm/m
- M (SLE_2): $64 + 90 \cdot 0.75 = 132$ kNm/m

Si effettua la verifica con il momento massimo pari a 132 kNm:

SLE - Combinazione frequente			
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	tensione di aderenza acciaio-clc
k	0.79	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi
$M_{Ed,SLEfreq}$	132	kNm	Fessure prima di 28 giorni?
			no
	Breve termine		
Sezione non fessurata			
$\sigma_{c,comp}$	-2.07	MPa	
$\sigma_{s,comp}$	-10.42	MPa	
$\sigma_{s,teso}$	10.42	MPa	
$\sigma_{c,teso}$	2.07	MPa	

La tensione di trazione nel calcestruzzo è inferiore allo stato limite di formazione delle fessure $f_{ctm}/1.2 = 3.02/1.2 = 2.52$ Mpa, §4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

VERIFICA A TAGLIO

Si riporta la verifica a taglio del paraghiaia effettuata seguendo le indicazioni del §4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018.

Deve risultare:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

Dove:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

Con:

- d = altezza utile
- f_{ck} = 20 Mpa
- k = 1+(200/d)^{0.5}
- v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}
- ρ₁ = A_{sl}/(b_wd) è il rapporto di armatura longitudinale tesa
- σ_{cp} = N_{Ed}/A_c è la tensione media di compressione nella sezione
- b_w è la larghezza minima della sezione

per quanto riguarda elementi senza armatura trasversale resistente a taglio.

Nel caso in esame si considera una sezione larga 1m e di altezza pari a 60cm e copriferro di 6 cm; la classe di resistenza del calcestruzzo è C32/40.

Il taglio massimo è pari a 167 kN; si riporta la verifica in forma sintetica trascurando a favore di sicurezza lo sforzo di compressione e considerando 5 barre φ20 come armatura tesa:

GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
Altezza della sezione.....	H	600	[mm]
Base della sezione.....	b _w	1000	[mm]
Altezza utile della sezione.....	d	540	[mm]
Area della sezione di calcestruzzo.....	A _c	600000	[mm ²]
Diametro massimo delle barre longitudinali.....	φ _{max}	20	[mm]
Diametro minimo delle barre longitudinali.....	φ _{min}	20	[mm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.....	f _{ck}	32	[N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.....	γ _c	1.5	[-]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata.....	α _{cc}	0.85	[-]
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	18.13	[N/mm ²]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima.....	f' _{cd}	9.07	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento dell' acciaio.....	f _{yd}	391.30	[N/mm ²]
Resistenza di progetto a compressione ridotta.....	f _{cd1}	9.07	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo.....	f _{ctm}	3.02	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo (frattile 5%).....	f _{ctm}	2.12	[N/mm ²]

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	167	[kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A _{s1}	1571	[mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N _{Ed}		[kN]
Valore di calcolo del momento flettente.....	M _{Ed}		[kNm]
Tensione media di compressione nella sezione (≤ 0,2 f _{cd}).....	σ _{cp}	0.000	[N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0,02).....	ρ ₁	0.002909	[-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1.609	[-]
	V _{min}	0.404	[N/mm ²]
V_{Rd} = {0,18*k*(100*ρ₁*f_{ck})^{1/3}/γ_c+0,15*σ_{cp}}*b_w*d ≥ (v_{min}+0,15*σ_{cp})*b_w*d		219	
		219	[kN]
Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	219	[kN]

10.4.4 Muri andatori

I muri andatori sono stati verificati creando un semplice modello agli elementi finiti rappresentante la geometria dell'elemento di spessore 75 cm:

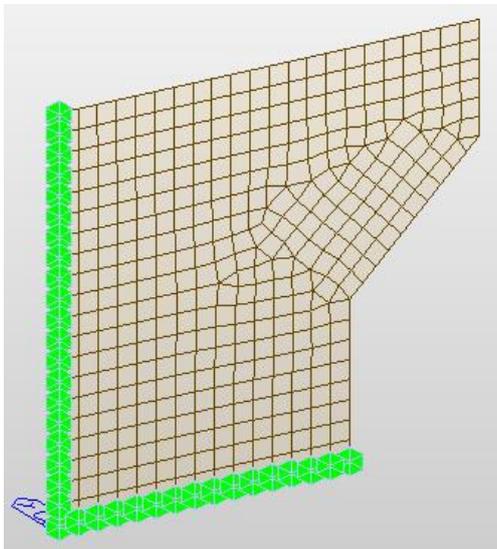


Figura 55: Modello agli elementi finiti del muro di risvolto

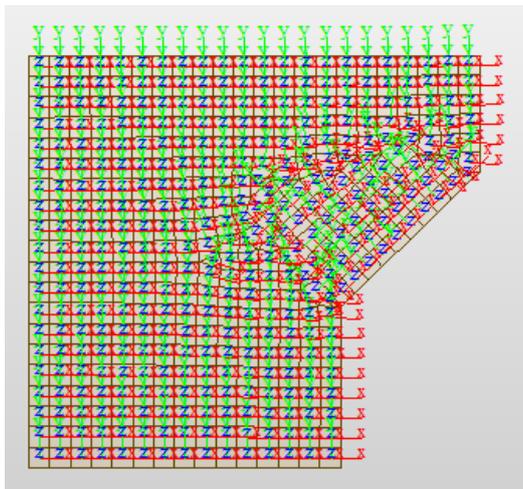


Figura 56: Modello agli elementi finiti del muro di risvolto, direzione degli assi locali

Il muro è stato vincolato sui lati orizzontale inferiore e verticale con incastri in modo tale da simulare la presenza del muro frontale e della platea di fondazione.

I carichi applicati sono:

- Peso proprio
- Spinta statica del terreno
- Sovrappinta sismica (Wood)
- Sovraccarico da traffico sul rilevato
- Azione inerziale dovuta al sisma

Sono state considerate le seguenti caratteristiche del terreno, con coefficiente $\gamma_\phi = 1$ (M1):

- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- $\phi = 35^\circ$

Il peso proprio è valutato in modo automatico dal programma considerando un peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 .

La spinta statica del terreno g_3 è stata applicata come pressione con andamento triangolare e valore alla base:

$$p_{g3} = K_0 \gamma H = 46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Con $K_0 = 1 - \sin\phi$ e $H = 6 \text{ m}$ altezza del muro.

Il sovraccarico Q_1 è stato applicato come pressione uniforme e calcolato secondo le indicazioni del §C5.1.3.3.5.1 della Circolare Esplicativa; si ha quindi un carico distribuito pari a:

$$q_1 = K_0 \cdot \left(\frac{600 \text{ kN}}{3 \text{ m} \cdot 2.2 \text{ m}} + \frac{400 \text{ kN}}{3 \text{ m} \cdot 2.2 \text{ m}} + \frac{200 \text{ kN}}{3 \text{ m} \cdot 2.2 \text{ m}} \right) \cdot \frac{3 \text{ m}}{9 \text{ m}} + \frac{\left(9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} + 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (10.5 \text{ m} - 3 \text{ m}) \right)}{10.5 \text{ m}} = 28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

dove i carichi al metro quadrato sono stati distribuiti sulla larghezza di appartenenza (cioè sulla larghezza della carreggiata di 10.5 m per i distribuiti e su 9 m per i tandem equivalenti).

La sovraspinta sismica viene applicata anch'essa come pressione uniforme e calcolata col metodo di Wood:

$$p_w = S \cdot a_g \cdot \gamma \cdot H = 1.2 \cdot 0.115 \cdot 18 \cdot 6 = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Infine, l'azione inerziale è calcolata nel seguente modo:

$$p_E = \gamma \cdot t \cdot a_g \cdot S = 18 \cdot 0.75 \cdot 0.115 \cdot 1.2 = 1.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

VERIFICA A TENSOFFLESSIONE

Di seguito si riporta l'andamento dei momenti flettenti in combinazione SLU, che determina il valore massimo:

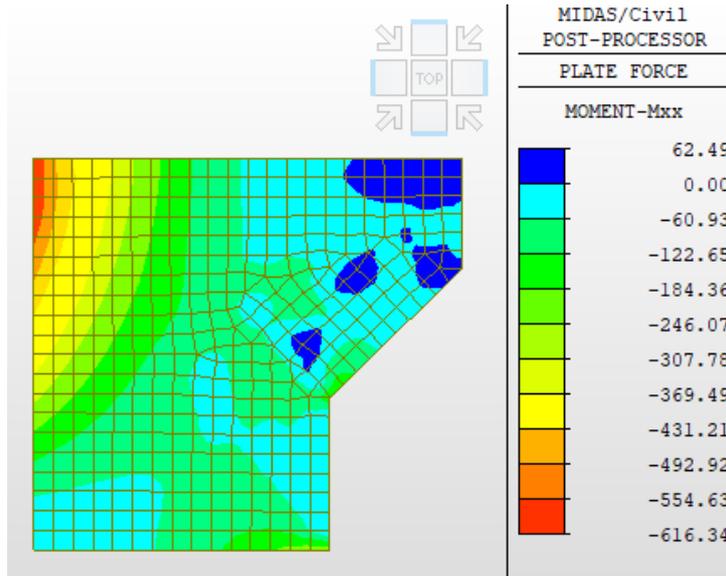


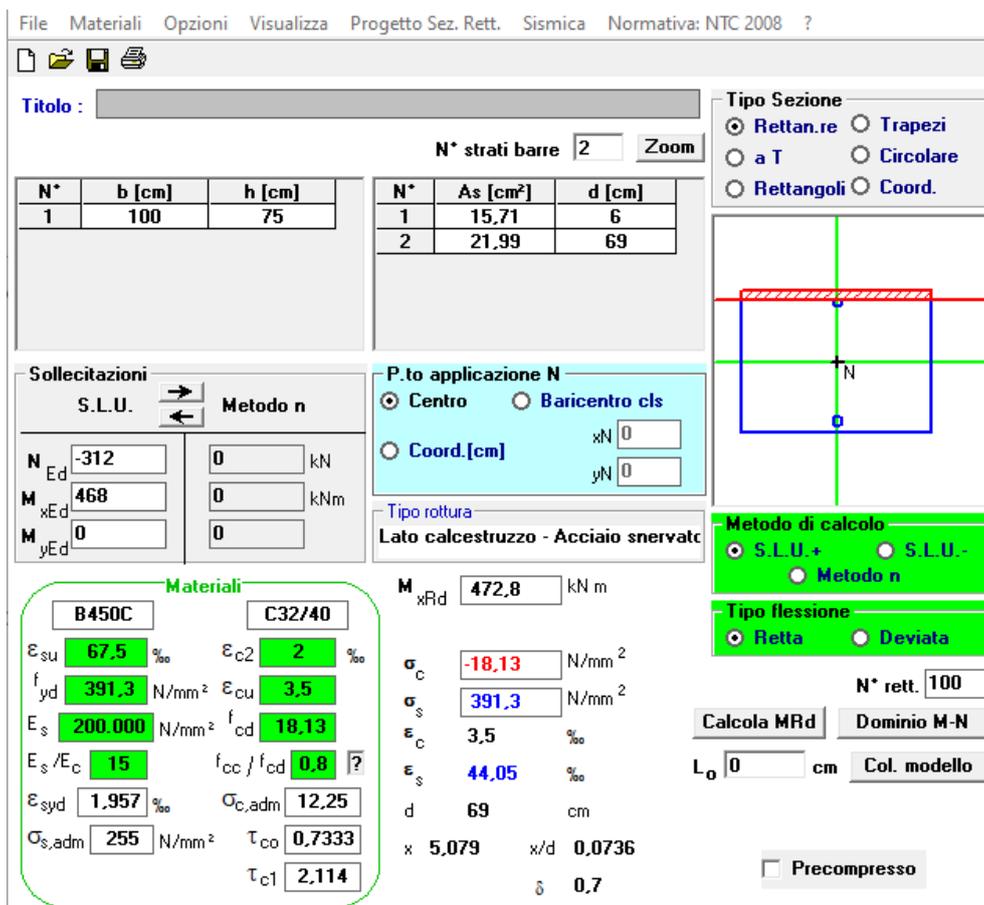
Figura 57: Mxx, SLU [kNm/m]

Trascurando gli effetti di bordo, si assume un momento pari a:

$$M_{xx} = 468 \text{ kNm/m}$$

in concomitanza a una forza di trazione pari a 312 kN/m.

Si riporta di seguito la verifica a tensoflessione considerando 5 barre $\phi 20$ al metro per il lato esterno compresso e 7 barre $\phi 20$ per il lato interno teso:



File **Materiali** **Opzioni** **Visualizza** **Progetto Sez. Rett.** **Sismica** **Normativa: NTC 2008 ?**

TITOLO : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	6
2	21,99	69

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**
L_o cm **Col. modello**

Precompresso

Figura 58: Verifica a tensoflessione del muro di risvolto

VERIFICA A FESSURAZIONE

Si riporta in modo sintetico la verifica effettuata secondo le indicazioni del §7.3 della UNI EN 1992-1-1:2005.

Il momento flettente per la verifica è stato ricavato dalla seguente combinazione SLE frequente:

$$g_1 + g_3 + q_{1,sovraccarico} \cdot 0.4$$

Il momento risulta pari a 257 kNm/m con uno sforzo di trazione concomitante di 246 kN/m.

SLE - Combinazione frequente					
Verifica quantitativo minimo di armatura					
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	tensione di aderenza acciaio-cls		
k	0.685	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi		
$M_{Ed,SLEfreq}$	257	kNm	Fessure prima di 28 giorni?	no	
Breve termine					
Sezione non fessurata			Sezione fessurata		
$\sigma_{c,comp}$	-2.05	MPa	$\sigma_{c,comp}$	5.54	MPa
$\sigma_{s,comp}$	-13.13	MPa	$\sigma_{s,comp}$	18.69	MPa
$\sigma_{s,teso}$	14.06	MPa	$\sigma_{s,teso,fasell}$	180.81	MPa
$\sigma_{c,teso}$	3.09	MPa	$\sigma_{s,teso}$	180.81	MPa
k_c	0.450	-	coeff. per forma distribuzione tensioni pre-fessurazione		
$A_{s,min}$	1925	mm ²	\leq	A_s	2199 mm ²

Verifica fessurazione					
Barre	Aderenza migliorata	Ferro	agg		
K1	0.8	coefficiente aderenza armatura			
K2	0.5	coefficiente di distribuzione delle tensioni			
K3	3.4	← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)			
K4	0.425				
p medio	143 mm	distanza media fra le barre tese			
Φ_{eq}	20.0 mm	diametro equivalente			
hc,eff	150 mm	altezza tesa efficace			
A _{eff}	150,000 mm ²	area tesa efficace			
A _s	2,199 mm ²	armatura tesa			
ρ_{peff}	0.0147	rapporto geometrico di armatura efficace			
ricopr _{net}	50.0 mm	ricoprimento netto barre tese			
S_{r,max}	402 mm	distanza massima tra le fessure			
α_e	6.30	coeff. omogeneizzazione			
k_t	0.60	coeff. omogeneizzazione			
σ_s	180.8 MPa	tensione nell'acciaio			
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	5.166E-04	scorrimento acciaio calcestruzzo			
w_k	0.208 mm	apertura della fessura	\leq		0.400

VERIFICA A TAGLIO

Si riporta la verifica a taglio effettuata seguendo le indicazioni del §4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018. Deve risultare:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

Dove:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

Con:

- d = altezza utile
- f_{ck} = 20 Mpa
- $k = 1 + (200/d)^{0.5}$
- $v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$
- $\rho_1 = A_{sl}/(b_w d)$ è il rapporto di armatura longitudinale tesa

- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione
- b_w è la larghezza minima della sezione

per quanto riguarda elementi senza armatura trasversale resistente a taglio.

Nel caso in esame si considera una sezione larga 1m e di altezza pari a 75cm e copriferro di 5 cm; la classe di resistenza del calcestruzzo è C32/40.

Il taglio in combinazione SLU vale 272 kN/m; si riporta la verifica in forma sintetica considerando 7 barre $\phi 20$ come armatura tesa:

GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
Altezza della sezione.....	H	750	[mm]
Base della sezione.....	b_w	1000	[mm]
Altezza utile della sezione.....	d	700	[mm]
Area della sezione di calcestruzzo.....	A_c	750000	[mm ²]
Diametro massimo delle barre longitudinali.....	ϕ_{max}	20	[mm]
Diametro minimo delle barre longitudinali.....	ϕ_{min}	20	[mm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.....	f_{ck}	32	[N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.....	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata.....	α_{cc}	0.85	[-]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.13	[N/mm ²]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima.....	f'_{cd}	9.07	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento dell' acciaio.....	f_{yd}	391.30	[N/mm ²]
Resistenza di progetto a compressione ridotta.....	f_{cd1}	9.07	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo.....	f_{ctm}	3.02	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo (frattile 5%).....	f_{ctm}	2.12	[N/mm ²]

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	272	[kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A_{s1}	2199	[mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N_{Ed}		[kN]
Valore di calcolo del momento flettente.....	M_{Ed}		[kNm]
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$).....	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$).....	ρ_1	0.003187	[-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1.538	[-]
	V_{min}	0.378	[N/mm ²]
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		276	[kN]
		276	[kN]

Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	276	[kN]
--	----------	-----	------

11 BAGGIOLI

I baggioli delle sottostrutture sono stati verificati sulla base delle azioni provenienti dall'impalcato e trasferite tramite i dispositivi di vincolo. Di seguito si riportano le seguenti verifiche:

- Verifica di compressione alla base del baggiolo
- Dimensionamento e verifica dell'armatura verticale del baggiolo, secondo quanto indicato al §8.4 delle "Linee Guida per la progettazione di ponti e viadotti stradali a travata" (ANAS)
- Dimensionamento e verifica delle staffe del baggiolo, secondo quanto indicato al §8.4 delle "Linee Guida per la progettazione di ponti e viadotti stradali a travata" (ANAS)

I baggioli delle spalle presentano una pianta quadrata con lato pari a 1m e la loro altezza risulta diversa in funzione della pendenza trasversale del viadotto, variando da un minimo di 24 cm (valore previsto interno curva) a un massimo di 49 cm (valore previsto esterno curva).

Per quanto riguarda i baggioli delle pile invece, la pianta ha dimensioni quadrate pari a 1.1 m e le altezze variano da un minimo di 20 cm a un massimo di 40.5 cm a seconda dell'inclinazione trasversale dell'impalcato.

Per le spalle, si riporta la verifica più gravosa sul baggiolo più alto della spalla SB su cui è installato il dispositivo unidirezionale, maggiormente sollecitato. Relativamente invece alle pile, la situazione peggiore riguarda il baggiolo più sollecitato della pila P2 su cui è installato un isolatore elastomerico.

L'armatura definita in tali verifiche viene adottata anche per gli altri baggioli delle relative sottostrutture.

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni massime agenti sui baggioli oggetto delle verifiche riportate:

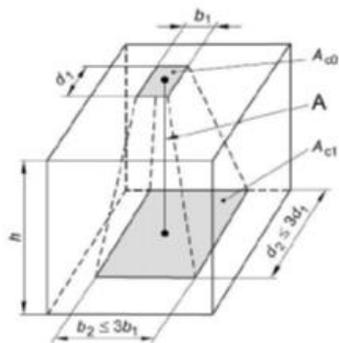
	N slu [kN]	N sisma [kN]	H max [kN]
Spalla SB, UNI	4133	214	974
Pila P2, ISOLATORE	14176	267	582

11.1 Spalla SB – appoggio unidirezionale longitudinale

Il baggiolo in questione presenta pianta quadrata di lato 1 m e altezza prevista pari a 49 cm circa.

VERIFICA DI COMPRESSIONE ALLA BASE DEL BAGGIOLO

La verifica di compressione alla base del baggiolo è stata effettuata facendo riferimento al §6.7 della UNI EN 1992 - 1, secondo la quale si può considerare come resistenza di progetto la f_{cd} incrementata come segue, per tener conto del confinamento favorevole indotto dallo stato di tensione triassiale:



$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$$

Verifica compressione base	
Ned	4133 kN
fck	35 MPa
fcd	19.83 MPa
b1	545.0 mm
d1	545.0 mm
Ac0	233282.89 mm ²
b2	984.0 mm
d2	984.0 mm
h	493.0 mm
α (rad)	0.42 rad
Ac1	760459.50 mm ²
F_{Rdu}	8354 kN
	49%

Ac0 è l'area della piastra di base del dispositivo di diametro d1=b1 e Ac1 è l'area diffusa dell'angolo α alla base (con diametro d2 = b2 e inferiore rispetto a quella del baggio); la verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA DELL'ARMATURA VERTICALE

L'armatura verticale è stata dimensionata a taglio rispetto all'intera azione orizzontale trasferita sul baggio attraverso il dispositivo di appoggio, secondo le indicazioni del §8.4 delle Linee Guida sopra citate:

$$A_v \geq \frac{V_{Ed} \sqrt{3} \gamma_{M0}}{f_{yk}}$$

Si decide di disporre 6 ferri a U φ16 per ogni direzione del baggio per un totale di 12 ferri:

Verifica taglio puro - armature verticali	
Ved	974 kN
n° ferri U	12
φ _{vert}	16 mm
A _{sv, singolo}	201 mm ²
A _{sv, tot}	4825 mm ²
fyd/√3	225.74 MPa
Vrd	1089 kN
	89%

VERIFICA DELLE STAFFE

Le staffe trasversali svolgono funzione di confinamento e sono state verificate in accordo al §8.4 delle Linee Guida citate sopra; per appoggi unidirezionali, tali elementi devono essere in grado di assorbire una quota parte di azione verticale (dipendente dall'altezza del baggiolo e calcolata con interpolazione lineare fra un valore $p = 0.3$ per appoggi alti almeno quanto larghi e $p=0.1$ per appoggi alti 10 cm) più metà dell'azione massima orizzontale.

La verifica è stata condotta per la combinazione dei carichi peggiore fra quella SLU e quella sismica.

Staffe		Verifica staffe - linee guida Anas	
n° bracci	4	h _{baggiolo}	493 mm
φ	16 mm	p	0.19
A _{sw, singolo}	201 mm ²	H _{eff}	1066 kN
A _{sw, tot}	804 mm ²	F_{rd}	1258 kN
s	100 mm		85%

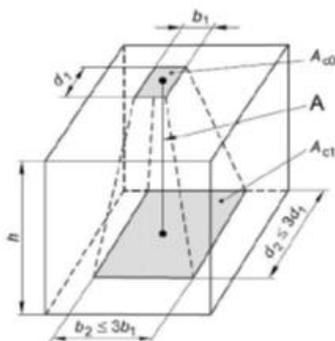
Si dispongono quindi staffe a 4 braccia di diametro φ16 con passo 10 cm.

11.2 Pila P2 – isolatore in gomma armata

Il baggiolo in questione presenta pianta quadrata di lato 1.1 m e altezza prevista pari a 20 cm circa.

VERIFICA DI COMPRESSIONE ALLA BASE DEL BAGGIOLO

La verifica di compressione alla base del baggiolo è stata effettuata facendo riferimento al §6.7 della UNI EN 1992 - 1, secondo la quale si può considerare come resistenza di progetto la f_{cd} incrementata come segue, per tener conto del confinamento favorevole indotto dallo stato di tensione triassiale:



$$F_{Rdu} = A_{cd} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_c / A_{cd}} \leq 3.0 \cdot A_{cd} \cdot f_{cd}$$

Verifica compressione base	
N _{ed}	14176 kN
f _{ck}	35 MPa
f _{cd}	19.83 MPa
b ₁	850.0 mm
d ₁	850.0 mm
A _{c0}	567450.17 mm ²
b ₂	1045.1 mm
d ₂	1045.1 mm
h	200.0 mm
α (rad)	0.45 rad
A _{c1}	1092219.45 mm ²
F_{Rdu}	15614 kN
	91%

A_{c0} è l'area della piastra di base del dispositivo di diametro d₁=b₁ e A_{c1} è l'area diffusa dell'angolo α alla base (con diametro d₂ = b₂ e inferiore rispetto a quella del baggiolo); la verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA DELL'ARMATURA VERTICALE

L'armatura verticale è stata dimensionata a taglio rispetto all'intera azione orizzontale trasferita sul baggiolo attraverso il dispositivo di appoggio, secondo le indicazioni del §8.4 delle Linee Guida sopra citate:

$$A_v \geq \frac{V_{Ed} \sqrt{3} \gamma_{M0}}{f_{yk}}$$

Si decide di disporre 6 ferri a U φ16 per ogni direzione del baggiolo per un totale di 12 ferri:

Verifica taglio puro - armature verticali	
V _{ed}	582 kN
n° ferri U	12
φ _{vert}	16 mm
A _{sv, singolo}	201 mm ²
A _{sv, tot}	4825 mm ²
f _{yd} /√3	225.74 MPa
V_{rd}	1089 kN
	53%

VERIFICA DELLE STAFFE

Le staffe trasversali svolgono funzione di confinamento e sono state verificate in accordo al §8.4 delle Linee Guida citate sopra; per appoggi unidirezionali, tali elementi devono essere in grado di assorbire una quota parte di azione verticale (dipendente dall'altezza del baggiolo e calcolata con interpolazione lineare fra un valore $p = 0.3$ per appoggi alti almeno quanto larghi e $p=0.1$ per appoggi alti 10 cm) più metà dell'azione massima orizzontale.

Nel caso in esame è stato trascurato il contributo dello sforzo normale in quanto il baggiolo presenta altezza molto ridotta e la diffusione degli sforzi di compressione (che si traducono in forze di trazione in profondità) si può pensare ragionevolmente che avvenga principalmente nel corpo del pulvino.

La verifica è stata condotta per la combinazione dei carichi peggiore fra quella SLU e quella sismica.

<i>Staffe</i>		<i>Verifica staffe - linee guida Anas</i>	
n° bracci	4	h _{baggiolo}	200 mm
φ	16 mm	p	0.12
A _{sw, singolo}	201 mm ²	H _{eff}	175 kN
A _{sw, tot}	804 mm ²	F_{rd}	629 kN
s	100 mm		28%

Si dispongono quindi staffe a 4 braccia di diametro φ16 con passo 10 cm.

12 TIPOLOGIE FONDAZIONI PROFONDE

Le spalle e le pile del nuovo ponte sull'Ellero sono attestata su pali di grande diametro D=880mm di lunghezza compresa tra 18 e 24 m.

La Spalla 1 ha una forma allungata in quanto incorpora uno scatolare ed è attestata su n°16 pali di lunghezza 24 m.

Le Pile 1, 2 e 3 sono previste con n°24 pali di lunghezza rispettivamente 26, 24 e 22 m disposti su due file.

La Pila 2 e 3 sono in area golenare, come riportato nella relazione idraulica, sono sottoposte rispettivamente ad uno scalzamento di 6.5 m e 8 m da p.c. pari a 3.5 m e 5.0 m di palo interessato.

La Spalla 2 è attestata su n°12 pali di lunghezza 18 m.

La tecnologia che verrà utilizzata per eseguire i pali di grande diametro, è quella di pali trivellati eseguiti a rotazione con impiego del tubo di rivestimento ("camicia metallica giuntata inserita a rotazione") per tutta la lunghezza del palo. Pertanto non verranno utilizzati fanghi bentonitici o polimeri per il sostegno delle pareti del foro.

Nella Figura 1 è riportata la geometria delle pile e nella Figura 2 e 3 è riportata la geometria delle spalle.

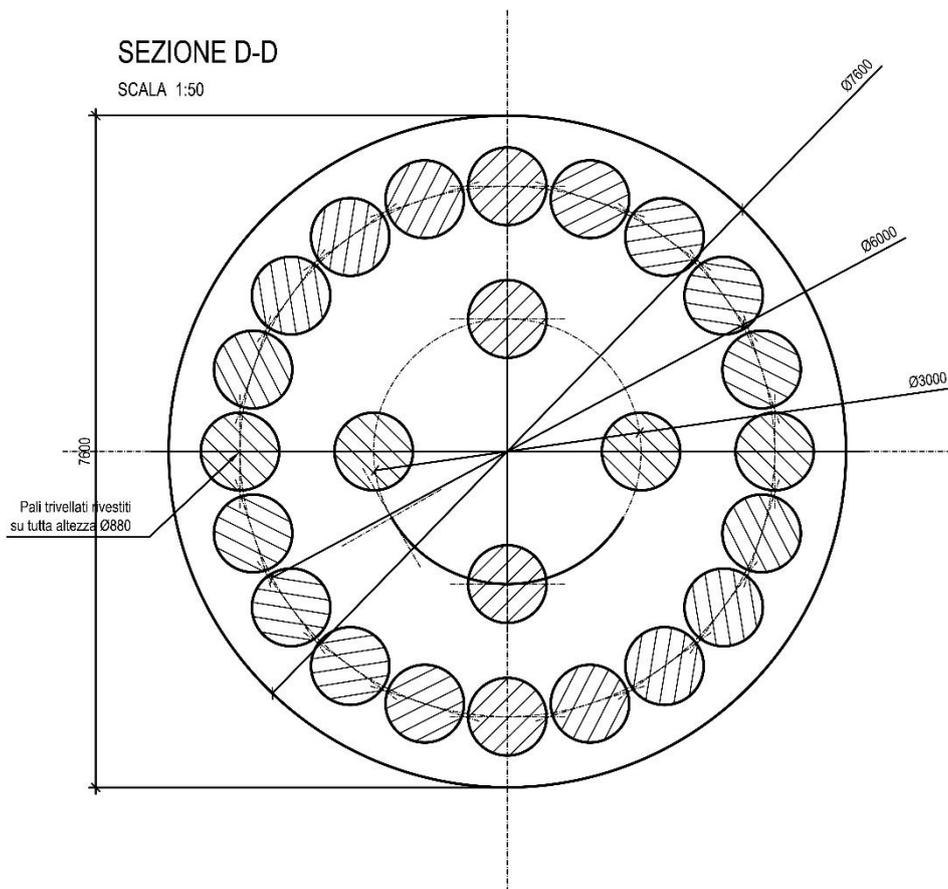


Figura 59 – geometria Pile 1, 2 e 3

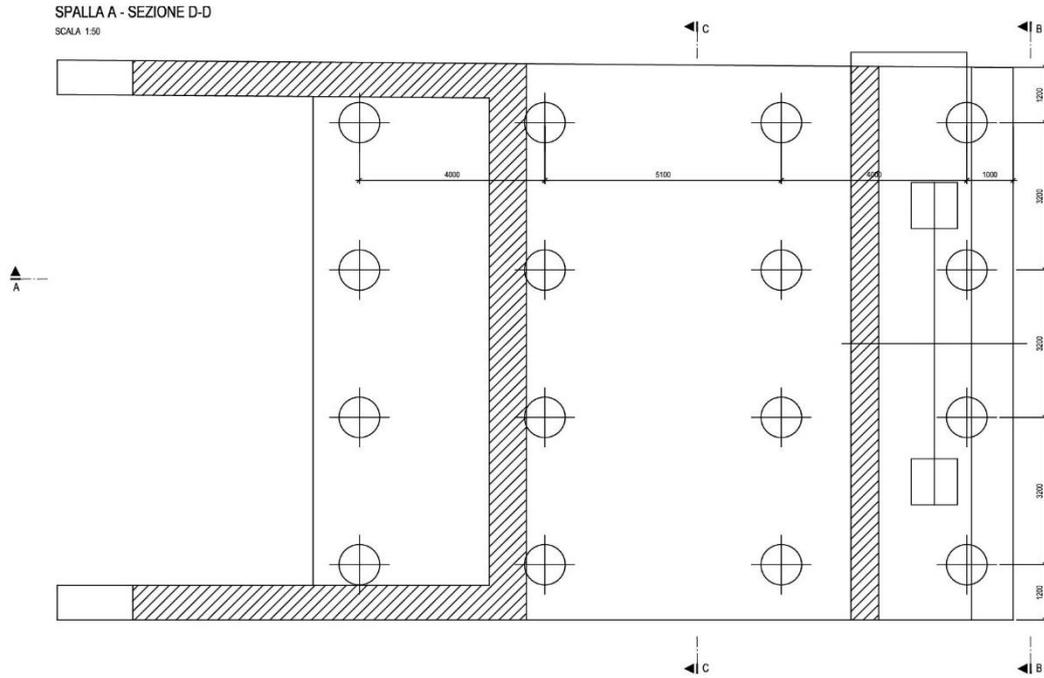


Figura 60 – geometria tipologica Spalla 1

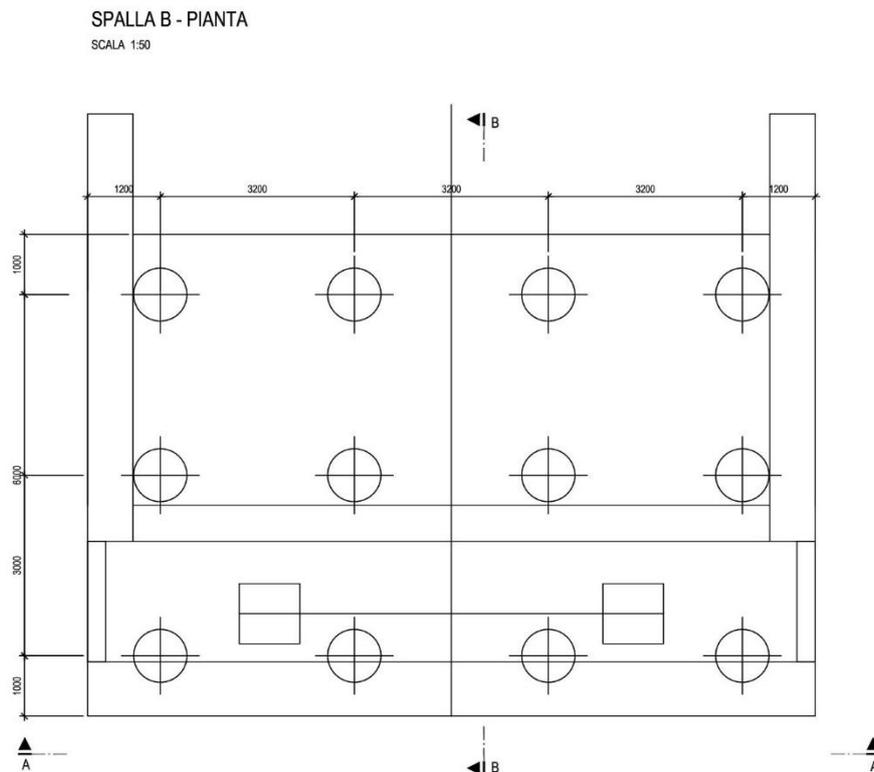


Figura 61 – geometria tipologica Spalla 2

13 TECNOLOGIA ESECUTIVA PALI

Il progetto prevede di attestare le fondazioni del nuovo ponte su pali D = 880 mm.

La tecnologia operativa prevista è quella di Pali Trivellati (NTC '18).

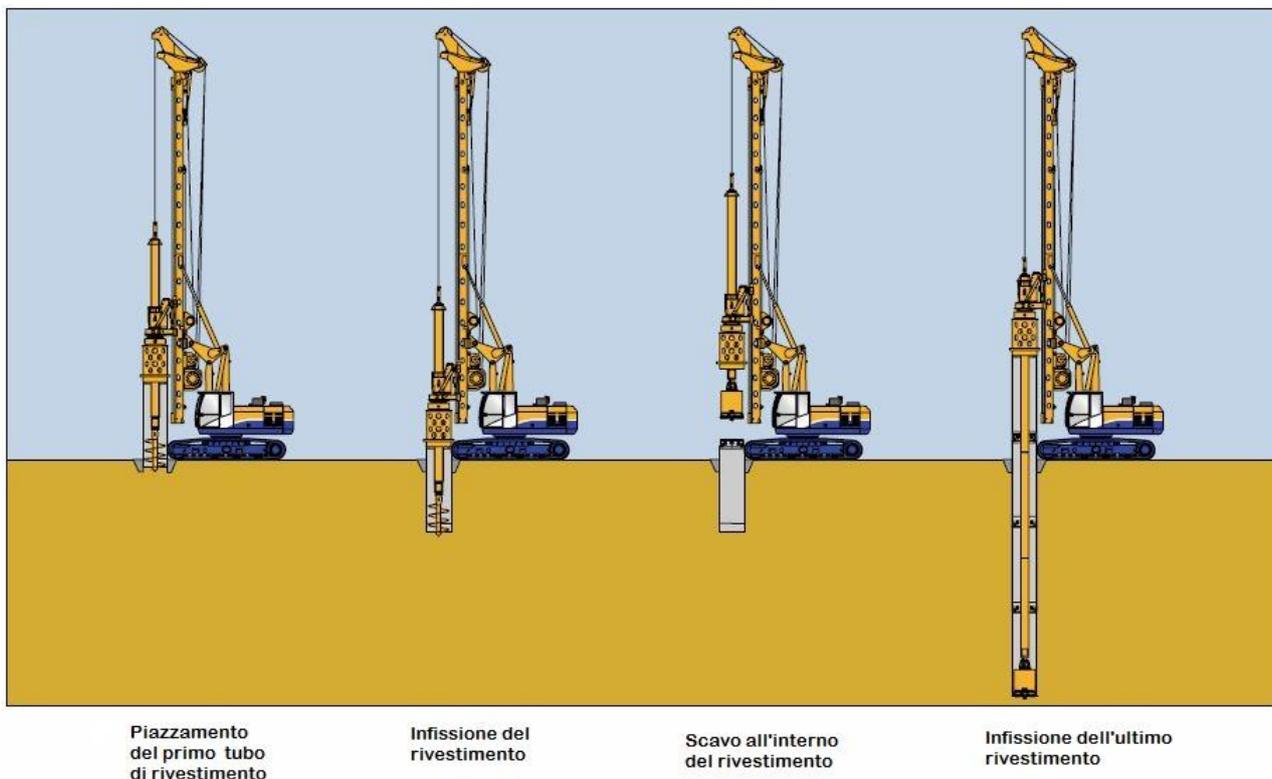
In particolare si prevedono pali trivellati di grande diametro eseguiti con asportazione del terreno e sua sostituzione con conglomerato cementizio armato mediante perforazione a rotazione con impiego, per il sostegno delle pareti del foro, del tubo di rivestimento ("camicia metallica giuntata inserita a rotazione") per tutta la lunghezza del palo (non è permesso l'impiego di fanghi bentonitici per il sostegno delle pareti del foro).

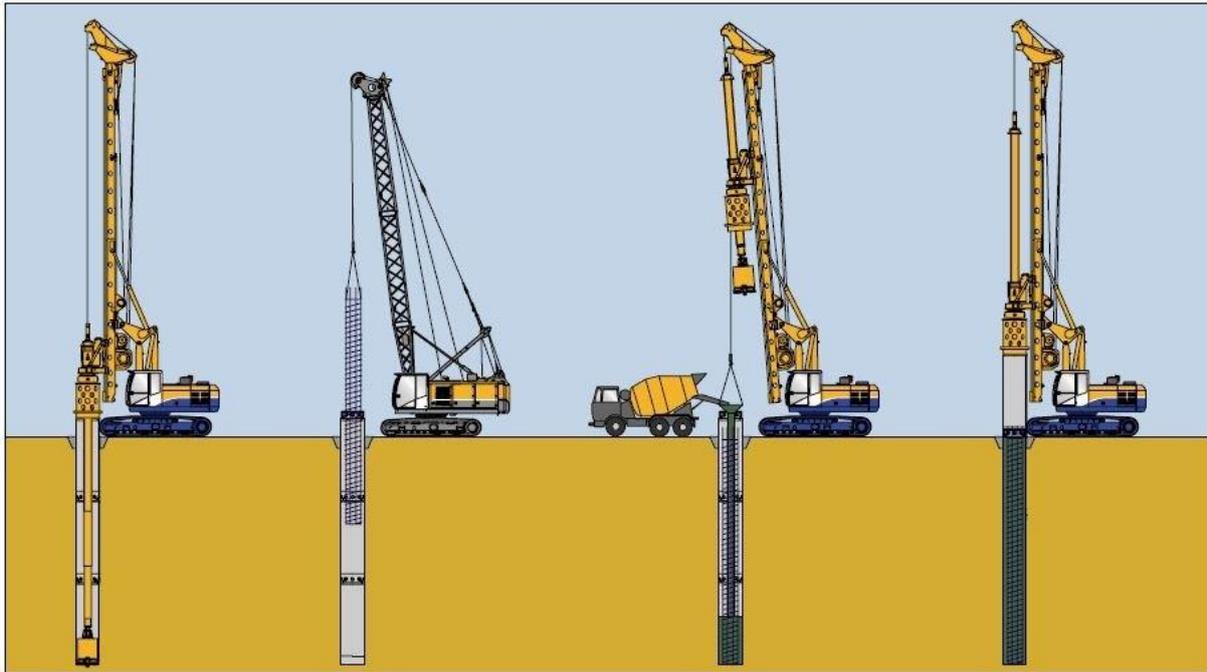
Il tubo di rivestimento sarà agganciato ad un trascinatore di pari diametro, applicato alla testa di rotazione della macchina e risulterà composto da più elementi di diversa misura (m 2-3-4-5). La spinta di infissione verrà mantenuta fino al raggiungimento della profondità di parziale compensazione della stessa a fronte degli attriti laterali formatisi, ovvero fino al sensibile rallentamento riscontrato nell'avanzamento dell'utensile: a questo punto si proseguirà con lo scavo del palo all'interno del rivestimento a mezzo degli utensili di scavo.

Gli utensili di estrazione, lavoreranno sempre ad una quota di scavo superiore alla posizione della scarpa d'avanzamento, per scongiurare fenomeni di sifonamento all'interno del palo scavato.

Terminata la perforazione, si provvederà alla posa dell'acciaio.

Durante la fase di risalita del calcestruzzo, si provvederà all'estrazione dei vari elementi di rivestimento, verificando che la quota della scarpa sia sempre inferiore al livello di calcestruzzo impiegato, sino a completamento del palo. Nella figura di seguito sono riportate le fasi esecutive.





Scavo sino alla profondità di progetto

Posa delle armature (quando previste)

Operazioni di getto del calcestruzzo mediante metodo "contractor"

Recupero dei rivestimenti



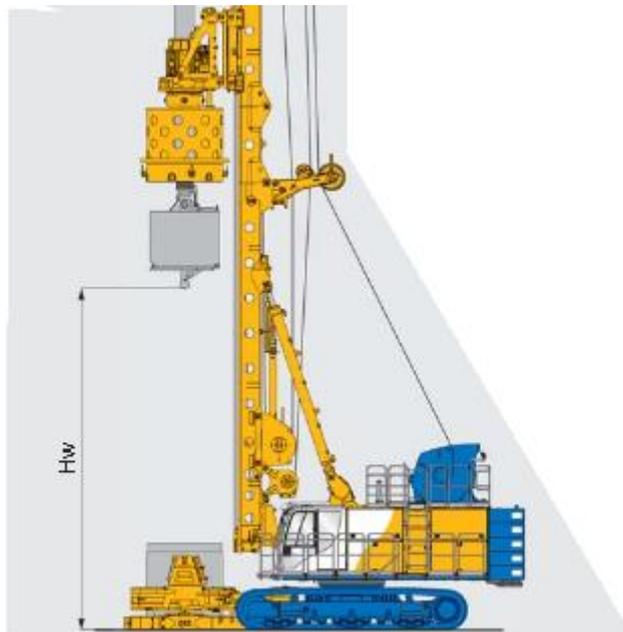
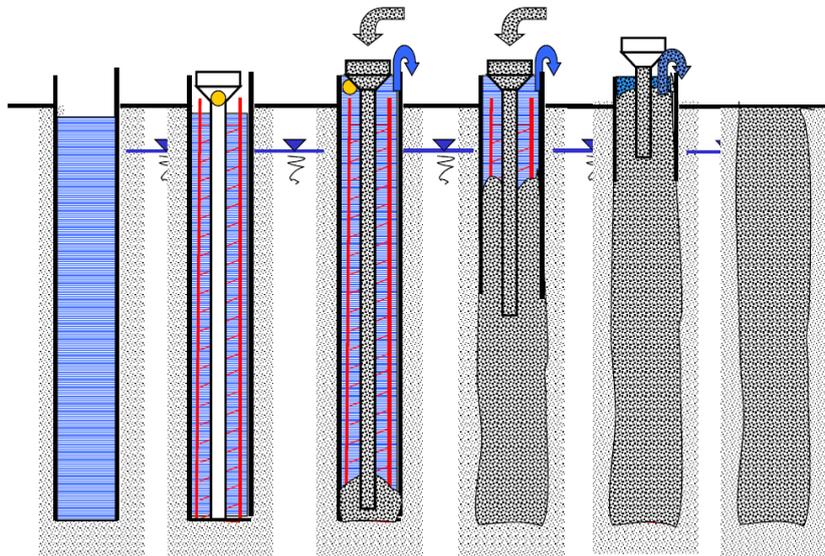
Nel caso vengano attraversati strati litoidi o trovanti anche di resistenza fino a 150 Mpa, potranno essere utilizzate teste fresanti opportune quali Roller Bit (Figura a) o Multi Hammer (figura b).



Figura a



Figura b



14 VALUTAZIONE DELLA PORTANZA PALI

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono condotte, in accordo con le NTC' 2018, con riferimento all'Approccio 2: A1+M1+R3. Il valore di progetto R_{cd} della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della seguente tabella.

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

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

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

Inoltre la resistenza caratteristica R_k del palo viene ricavata attraverso correlazioni empiriche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correzione (ξ) riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali d'indagine.

Come previsto dalla Circolare 7/2019 al Paragrafo 6.4.3.1, le verticali d'indagine si riferiscono al volume significativo di ogni singola fondazione. Pertanto ai fini della portanza si è assunto un valore del fattore di correzione (ξ_3) pari a 1.70, che considera un numero pari a 1 verticale d'indagine.

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

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

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

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

Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	γ_R (R3 = trivellati)	ξ (n indagini = 1)	FS (R3)
Base	1.35	1.70	2.30
Laterale in compressione	1.15	1.70	1.96

14.1 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI A CARICHI VERTICALI

14.1.1 Determinazione della resistenza di progetto a compressione

La portata di progetto di un palo trivellato soggetto a sforzo normale di compressione (eseguito con completa asportazione del terreno) "Q_d" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite

Q_{bl} = portata di base limite

W'_p = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato)
verrà fattorizzato per 1.3 (6 kN/m³ x 1.3 = 8 kN/m³)

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale (= γ_s · ξ₃)

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base (= γ_b · ξ₃)

Per la valutazione della Portata Laterale Limite si opta per i seguenti criteri.

Per la valutazione della portata laterale si adottano le seguenti relazioni, valide per:

- Spalle con pali isolati: Q_{ll} = π · D · Σi (τ_i · h_i)
- Pile 1, 2 e 3: Q_{ll} = S_{LAT.} · Σi (τ_i · h_i) con S_{LAT.} = 1.90 m essendo i pali adiacenti rappresenta la superficie interna + esterna di palo che contribuisce alla portanza per attrito

La tensione tangenziale τ_i dipende dalla natura del terreno attraversato.

Unità Coesive – Unità Ga

La tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo con [Reese & Wright, 1977], viene valutata con la seguente espressione: τ_i = α c_{ui}

dove:

c_{ui} è la coesione non drenata nello strato i-esimo

α_i è un coefficiente empirico nello strato i-esimo funzione della cui per il quale si assume valida la curva riportata nella figura seguente.

α = 1.00 per c_u ≤ 20 kPa

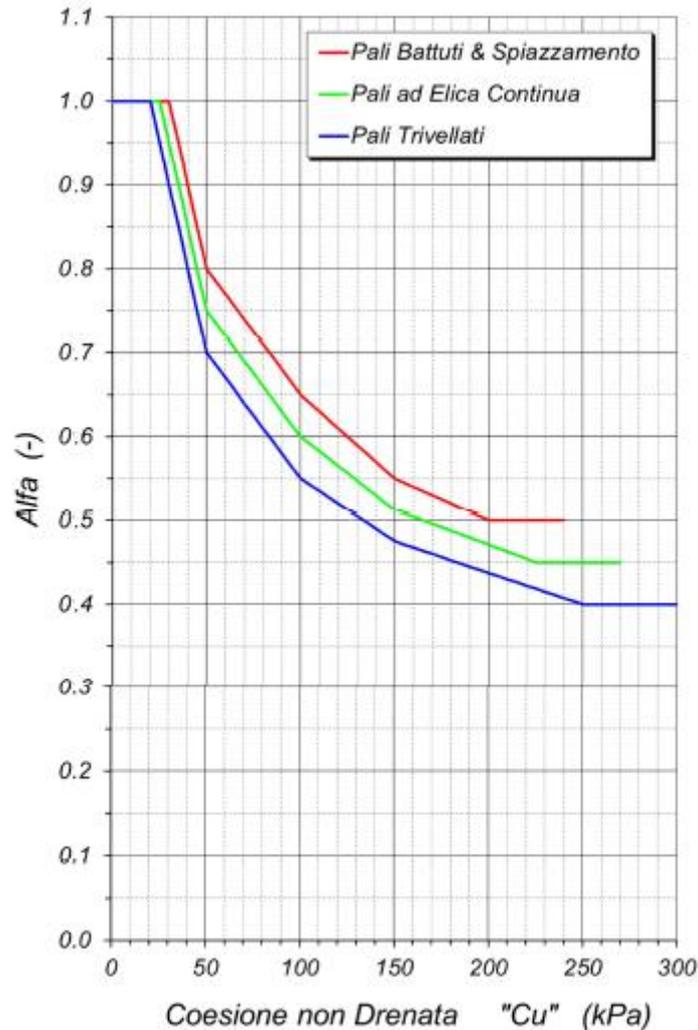
α = 0.70 per 20 ≤ c_u ≤ 50 kPa

α = 0.55 per 50 ≤ c_u ≤ 100 kPa

α = 0.47 per 100 ≤ c_u ≤ 150 kPa

α = 0.40 per c_u ≥ 250 kPa

L'Unità Ga è coesiva ed è rappresentata dalle Argille Grigie Azzurre, sovracosolidate. Il suo comportamento è prettamente non drenato e pertanto viene utilizzato il metodo Alfa-Cu per determinarne la portanza.



Unità Incoerenti – Unità Ac e Cs

La tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo con [Burland, 1973], [Reese & O'Neill, 1988], [Chen & Kulhawy, 1994] e [O'Neill & Hassan, 1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_{li} = k \cdot \tan \phi \cdot \sigma'_{voi} \quad \beta_i \cdot \sigma'_{voi} \leq \tau_{li,max}$$

dove:

β_i è il coefficiente empirico per lo strato i-esimo, valutato come $\beta = k \cdot \tan \phi$

σ'_{voi} è la pressione verticale efficace media geostatica nello strato i-esimo calcolata a partire dal p.c. originario

$\tau_{li,max}$ è la tensione tangenziale ultima massima attribuibile allo strato i-esimo

k moltiplicatore = 0.65 desunto dalle AGI - Raccomandazioni sui pali di fondazione Ed. 1984/1997

ϕ angolo di resistenza al taglio.

Nel caso di pali trivellati a fango, il valore di $\tau_{l,max}$ è inoltre ricavabile dalle seguenti espressioni (Reese & Wright, 1977):

$$\tau_{l,max} = 3.0 \cdot N_{SPT} \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53$$

$$\tau_{l,max} = 142 + 0.32 \cdot N_{SPT} \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} > 53$$

Dove N_{SPT} = n° dei colpi

Unità Litoidi – Unità Sa2

Nel caso di formazioni rocciose la resistenza laterale è valutata in accordo ai criteri di Horvath and Kenney, 1979 adottati nelle specifiche AASHTO.

$$q_{s,i} = 0.65 \cdot \alpha_E \cdot p_a \cdot \left(\frac{q_u}{p_a}\right)^{0.5} < 7.8 \cdot p_a \cdot (f'_c / p_a)^{0.5} \text{ [ksf]} \leq 200 \div 250 \text{ kPa,}$$

con:

- q_u = resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta, da assumere non superiore alla resistenza a compressione f'_c del calcestruzzo (MPa)
- p_a = pressione atmosferica (0.101 MPa)
- f'_c = la resistenza a compressione del calcestruzzo (MPa)
- α_E = fattore di riduzione (introdotto per tener conto della fratturazione dell'ammasso), funzione del rapporto E_m/E_i tra il modulo dell'ammasso e quello del provino intatto determinato con riferimento alle tabelle seguenti. La legge di variazione di α_E in funzione di E_m/E_i può essere approssimata con la funzione

$$\alpha_E \approx \left(\frac{E_m}{E_i}\right)^{0.2579} \cdot 0.9762.$$

RQD (percent)	E_m/E_i	
	Closed Joints	Open Joints
100	1.00	0.60
70	0.70	0.10
50	0.15	0.10
20	0.05	0.05

Estimation of E_m Based on RQD (after O'Neill and Reese, 1999)

E_m/E_i	α_E
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

Estimation of α_E (O'Neill and Reese, 1999)

Caratterizzando l'ammasso roccioso attraverso il criterio di rottura di Hoek e Brown (HB) e il parametro GSI (Geological Strength Index), il modulo E_m può essere determinato direttamente con la relazione proposta da Hoek & Diederichs (2006) [1]:

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

Ai fini della portanza dei pali si è assunto $D=0.5$.

Ai fini delle verifiche di portanza laterale si considera cautelativamente che sino a -20.0 m da p.c. si adotta una resistenza a compressione della roccia $q_u = 2$ MPa ($S_a(a)$) e per profondità maggiori si considera $q_u = 4$ MPa (S_a).

Per la valutazione della Portata di Base Limite è stata utilizzata la seguente relazione.

Per la valutazione della portata di base sia delle spalle che delle pile, si adotta la seguente relazione:

- $Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$

Dove A_p = area della base del palo

Mentre la portata limite di base dipende dalla natura del terreno attraversato.

Unità Coesive – Unità G_a

$$q_{bl} = 9 \cdot c_u + \sigma_v$$

dove:

q_{bl} = portata limite di base

c_u = coesione non drenata alla base del palo

σ_v = tensione litostatica alla base del palo

Unità Incoerenti – Unità A_c e C_s

Nel caso dei pali trivellati di grande diametro con base in terreni sabbioso-ghiaiosi è prassi consolidata assumere il valore della portata unitaria corrispondente a cedimenti della base del palo pari al 5% del diametro; a tale portata viene attribuito il termine di portata critica ($q_{b,crit}$).

La portata di base critica può essere ricavata sulla base delle indicazioni fornite da Reese e Wright (1977), Reese e O'Neill (1987) con la seguente relazione e rappresentate nella figura di seguito:

$$q_{b,crit} = 67 \cdot N_{SPT} \quad N_{SPT} < 60 \text{ (kPa)}$$

$$q_{b,crit} = 4000 \quad N_{SPT} > 60 \quad \text{(kPa)}$$

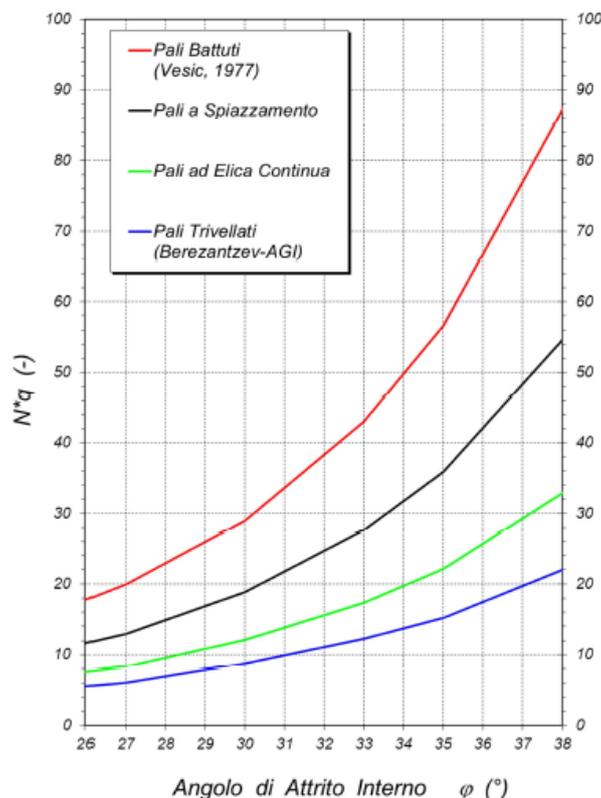
Per le opere in cui non vi sono a disposizione prove SPT, la portata di base è stata determinata in base alla seguente correlazione di Berezantzev in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

Il valore della portata unitaria di base critica è ricavabile dalla seguente espressione:

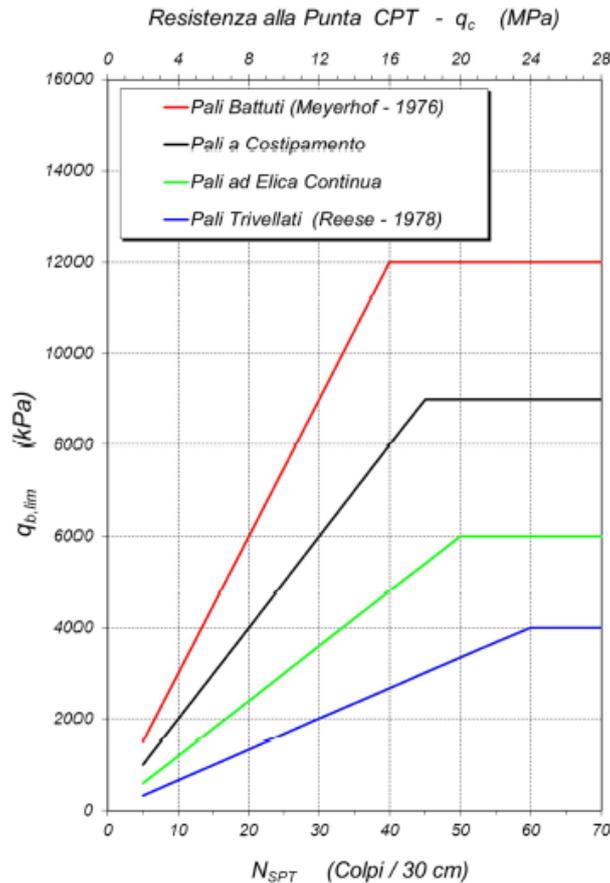
$$q_{b,crit} = N_q \cdot \sigma'_v \leq q_{b,crit}^{MAX}$$

dove:

- N_q = moltiplicatore ricavabile dal grafico sottostante
- σ'_v = tensione verticale efficace litostatica.



La pressione limite massima è ricavabile dal grafico sottostante.



Unità Litoidi – Unità Sa2

Caratterizzato l'ammasso roccioso attraverso il criterio di rottura di Hoek e Brown (HB) e il parametro GSI (Geological Strength Index) la portanza di base può essere determinata con l'approccio suggerito da Turner (2006):

$$q_b = A + q_u \left[m_b \frac{A}{q_u} + s \right]^a \leq 2.5 q_u$$

$$A = \sigma'_{vb} + q_u \left[m_b \frac{\sigma'_{vb}}{q_u} + s \right]^a$$

Per quanto riguarda i parametri m_b , s , a , q_u che compaiono nelle relazioni precedenti si rimanda alla caratterizzazione di Hoek e Brown (HB) delle formazioni rocciose riportata nella relazione geotecnica, assumendo il fattore di disturbo $D=0.5$.

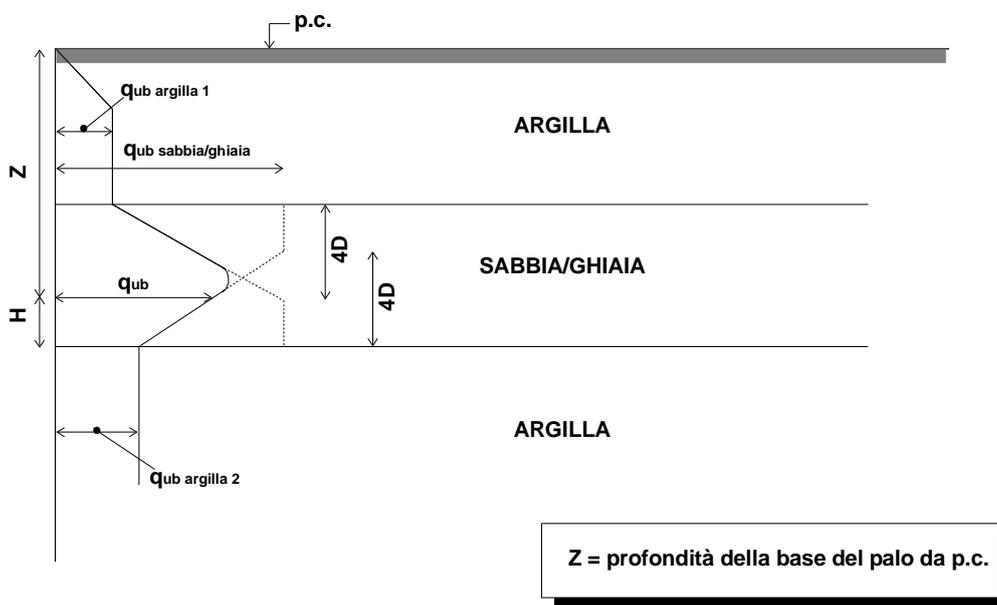
Ai fini delle verifiche di portanza di base si considera la base posta sempre all'interno dell'Unità di S.Agata integra (Sa) per cui con $q_u = 4$ MPa.

14.1.2 Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti precedentemente. In accordo a

quanto discusso in Meyerhof (1976) la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo, in accordo a quanto rappresentato nella figura seguente. Quando la portata di base attribuibile ad uno strato "i" è superiore a quella degli strati adiacenti, essa può essere attribuita per intero se la base del palo è situata per almeno $4D$ entro lo strato.

- La lunghezza del palo dovrà essere almeno pari a 10 volte il diametro del palo.
- Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.
- Inoltre cautelativamente la lunghezza di progetto del palo viene definita considerando che il carico massimo in esercizio $N_{\max,SLE}$ sia $< Q_{LL} / 1.3$.



14.2 CARICO LIMITE NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI

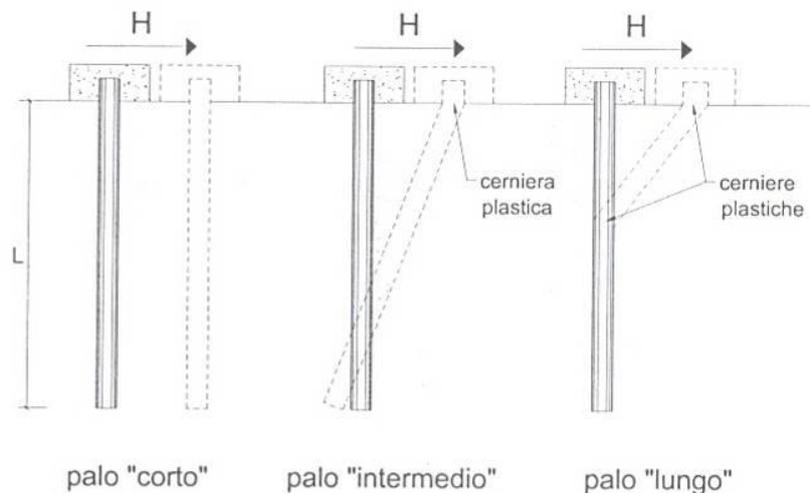
La resistenza del complesso palo terreno nei confronti delle azioni trasversali è stata calcolata secondo la teoria proposta da Broms (1964), in ipotesi di:

- comportamento flessionale del palo rigido perfettamente plastico dopo il raggiungimento del valore del momento di plasticizzazione;
- pressione di interazione palo-terreno dipendente solo dal tipo di terreno e dal diametro del palo;
- Terreno a comportamento rigido – plastico, con mobilitazione completa della resistenza per ogni non nullo dello spostamento.

La teoria di Broms fornisce stime sempre molto cautelative dell'effettivo carico limite trasversale del palo.

In generale il massimo carico trasversale esperibile dal palo dipende dalla geometria (lunghezza, diametro), dalle condizioni di vincolo in testa del palo, dalle caratteristiche strutturali del palo (momento di plasticizzazione M_y), dalla resistenza del terreno e dal meccanismo di rottura, ovvero dalla eventuale formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo che avviene quando in una data sezione il momento agente eguaglia il momento di plasticizzazione.

I possibili meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo", come riportato nella figura seguente.



I pali si possono considerare sempre incastrati in testa.

Il momento di plasticizzazione è variabile a seconda dell'armatura e diametro del palo di fondazione.

I terreni dove sono inseriti i pali sono sia di tipo incoerente che coesivo. Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento di plasticizzazione pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

Unità Incoerenti

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

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

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

Unità Coesive

Palo corto
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

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

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

In accordo con quanto riportato nelle NTC '18, il calcolo del carico limite orizzontale, utilizza la combinazione A1+M1+R3.

14.3 DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE

14.3.1 Spalla 1

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione della SPALLA 1.

Unit	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	c_u	ϕ	τ_i	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$	K
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	kPa	[°]	--	kPa	--	kPa	--
Ac	0.0 ÷ 3.0	2.00	2.50	19.0	---	36	$\tau_i = k \tan \phi \cdot \sigma'_v$	150	20	3500	0.65
Ga	3.0 ÷ 15.5			19.5	150	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	100	---	---	---
Cs	15.5 ÷ 33.0			19.0	---	30	$\tau_i = k \tan \phi \cdot \sigma'_v$	120	10	2000	0.65
Sa2	33.0 ÷ 40.0			20.5	---	---	185	---	---	2500	

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati rispettivamente per pali di diametro $D = 880$ mm, la portata laterale limite Q_{li} , la portata di base limite Q_{bi} , il peso efficace del palo W_p , la portata totale limite Q_u , la portata di progetto Q_d .

Parametri per valutazione capacità portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
2.50	42.5	47.5	--	.47	20.1	1063.
3.00	47.0	57.0	--	.99	46.3	1175.
3.50	51.8	66.8	150.0	1.36	70.5	1218.
4.00	56.5	76.5	150.0	1.25	70.5	1261.
4.50	61.3	86.3	150.0	1.15	70.5	1304.
5.00	66.0	96.0	150.0	1.07	70.5	1347.
5.50	70.8	105.8	150.0	1.00	70.5	1389.
6.00	75.5	115.5	150.0	.93	70.5	1432.
6.50	80.3	125.3	150.0	.88	70.5	1475.
7.00	85.0	135.0	150.0	.83	70.5	1485.
7.50	89.8	144.8	150.0	.79	70.5	1495.
8.00	94.5	154.5	150.0	.75	70.5	1505.
8.50	99.3	164.3	150.0	.71	70.5	1514.
9.00	104.0	174.0	150.0	.68	70.5	1524.
9.50	108.8	183.8	150.0	.65	70.5	1534.

10.00	113.5	193.5	150.0	.62	70.5	1544.
10.50	118.3	203.3	150.0	.60	70.5	1553.
11.00	123.0	213.0	150.0	.57	70.5	1563.
11.50	127.8	222.8	150.0	.55	70.5	1573.
12.00	132.5	232.5	150.0	.53	70.5	1583.
12.50	137.3	242.3	150.0	.51	70.5	1592.
13.00	142.0	252.0	150.0	.50	70.5	1602.
13.50	146.8	261.8	150.0	.48	70.5	1612.
14.00	151.5	271.5	150.0	.47	70.5	1622.
14.50	156.3	281.3	150.0	.45	70.5	1631.
15.00	161.0	291.0	150.0	.44	70.5	1641.
15.50	165.8	300.8	150.0	.40	66.4	1651.
16.00	170.3	310.3	--	.38	63.9	1697.
16.50	174.8	319.8	--	.38	65.6	1743.
17.00	179.3	329.3	--	.38	67.3	1789.
17.50	183.8	338.8	--	.38	69.0	1835.
18.00	188.3	348.3	--	.38	70.6	1881.
18.50	192.8	357.8	--	.38	72.3	1927.
19.00	197.3	367.3	--	.38	74.0	1973.
19.50	201.8	376.8	--	.38	75.7	2000.
20.00	206.3	386.3	--	.38	77.4	2000.
20.50	210.8	395.8	--	.38	79.1	2000.
21.00	215.3	405.3	--	.38	80.8	2000.
21.50	219.8	414.8	--	.38	82.5	2000.
22.00	224.3	424.3	--	.38	84.2	2000.
22.50	228.8	433.8	--	.38	85.8	2000.
23.00	233.3	443.3	--	.38	87.5	2000.
23.50	237.8	452.8	--	.38	89.2	2000.
24.00	242.3	462.3	--	.38	90.9	2000.
24.50	246.8	471.8	--	.38	92.6	2000.
25.00	251.3	481.3	--	.38	94.3	2000.
25.50	255.8	490.8	--	.38	96.0	2000.
26.00	260.3	500.3	--	.38	97.7	2000.
26.50	264.8	509.8	--	.38	99.4	2000.
27.00	269.3	519.3	--	.38	101.0	2000.
27.50	273.8	528.8	--	.38	102.7	2000.
28.00	278.3	538.3	--	.38	104.4	2000.
28.50	282.8	547.8	--	.38	106.1	2000.
29.00	287.3	557.3	--	.38	107.8	2000.
29.50	291.8	566.8	--	.38	109.5	2000.
30.00	296.3	576.3	--	.38	111.2	2000.
30.50	300.8	585.8	--	.38	112.9	2000.
31.00	305.3	595.3	--	.38	114.6	2000.
31.50	309.8	604.8	--	.38	116.2	2000.
32.00	314.3	614.3	--	.38	117.9	2000.
32.50	318.8	623.8	--	.38	119.6	2000.
33.00	323.3	633.3	--	.47	152.5	2000.
33.50	328.5	643.5	--	.56	185.0	2071.
34.00	333.8	653.8	--	.55	185.0	2143.
34.50	339.0	664.0	--	.55	185.0	2214.
35.00	344.3	674.3	--	.54	185.0	2286.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi = 880$ mm

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	130.	775.	5.	899.	398.
1.50	229.	802.	8.	1024.	458.
2.00	329.	829.	10.	1148.	518.
2.50	429.	857.	13.	1272.	578.
3.00	528.	884.	15.	1397.	639.
3.50	628.	911.	18.	1521.	699.
4.00	728.	939.	20.	1646.	759.
4.50	827.	945.	23.	1749.	810.
5.00	927.	951.	25.	1852.	861.
5.50	1027.	957.	28.	1956.	912.
6.00	1126.	963.	31.	2059.	963.

6.50	1226.	970.	33.	2162.	1014.
7.00	1326.	976.	36.	2266.	1065.
7.50	1425.	982.	38.	2369.	1116.
8.00	1525.	988.	41.	2472.	1167.
8.50	1625.	994.	43.	2576.	1218.
9.00	1724.	1001.	46.	2679.	1269.
9.50	1824.	1007.	48.	2782.	1320.
10.00	1924.	1013.	51.	2886.	1371.
10.50	2023.	1019.	53.	2989.	1422.
11.00	2123.	1025.	56.	3092.	1473.
11.50	2223.	1032.	59.	3196.	1524.
12.00	2322.	1038.	61.	3299.	1575.
12.50	2422.	1044.	64.	3402.	1626.
13.00	2519.	1050.	66.	3503.	1675.
13.50	2611.	1079.	69.	3621.	1733.
14.00	2702.	1109.	71.	3740.	1789.
14.50	2796.	1138.	74.	3860.	1848.
15.00	2892.	1167.	76.	3983.	1907.
15.50	2991.	1196.	79.	4109.	1967.
16.00	3092.	1226.	81.	4236.	2029.
16.50	3196.	1255.	84.	4366.	2092.
17.00	3301.	1272.	87.	4487.	2151.
17.50	3410.	1272.	89.	4593.	2204.
18.00	3520.	1272.	92.	4701.	2258.
18.50	3633.	1272.	94.	4811.	2313.
19.00	3749.	1272.	97.	4924.	2369.
19.50	3866.	1272.	99.	5040.	2427.
20.00	3987.	1272.	102.	5157.	2485.
20.50	4109.	1272.	104.	5277.	2545.
21.00	4234.	1272.	107.	5400.	2607.
21.50	4361.	1272.	109.	5524.	2669.
22.00	4491.	1272.	112.	5652.	2733.
22.50	4623.	1272.	115.	5781.	2797.
23.00	4758.	1272.	117.	5913.	2864.
23.50	4895.	1272.	120.	6047.	2931.
24.00	5034.	1272.	122.	6184.	2999.
24.50	5176.	1272.	125.	6323.	3069.
25.00	5320.	1272.	127.	6465.	3140.
25.50	5466.	1272.	130.	6609.	3212.
26.00	5615.	1272.	132.	6755.	3286.
26.50	5766.	1272.	135.	6904.	3360.
27.00	5920.	1272.	137.	7055.	3436.
27.50	6076.	1272.	140.	7208.	3513.
28.00	6234.	1272.	143.	7364.	3591.
28.50	6395.	1272.	145.	7522.	3671.
29.00	6558.	1272.	148.	7683.	3751.
29.50	6723.	1272.	150.	7846.	3833.
30.00	6891.	1272.	153.	8011.	3916.
30.50	7084.	1272.	155.	8201.	4012.
31.00	7322.	1318.	158.	8482.	4151.
31.50	7584.	1363.	160.	8787.	4302.
32.00	7845.	1409.	163.	9091.	4452.
32.50	8107.	1454.	165.	9396.	4603.
33.00	8368.	1500.	168.	9700.	4754.
33.50	8630.	1545.	170.	10004.	4904.
34.00	8891.	1590.	173.	10309.	5055.
34.50	9153.	1590.	176.	10568.	5186.
35.00	9415.	1590.	178.	10827.	5317.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - wp$

14.3.2 Pila 1

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione della PILA 1.

Unit à	Profondità	Prof. falda	Prof.	γ	c_u	ϕ	τ_t	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$	K
-----------	------------	----------------	-------	----------	-------	--------	----------	-----------------	-------	-------------	---

			Testa palo								
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	kPa	[°]	--	kPa	--	kPa	--
Aa	0.0 ÷ 3.0	0.00	3.00	19.0	---	38	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	150	22	4000	0.65
Ga	3.0 ÷ 7.0			19.5	150	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	100	---	---	---
Cs	7.0 ÷ 23.0			19.0	---	30	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	120	10	2000	0.65
Sa2	23.0 ÷ 40.0			20.5	---	---	185	---	---	2500	

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati rispettivamente per pali di diametro D = 880 mm, la portata laterale limite Q_l, la portata di base limite Q_b, il peso efficace del palo W_p, la portata totale limite Q_u, la portata di progetto Q_d.

Parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
3.00	27.0	57.0	--	1.56	42.1	594.
3.50	31.8	66.8	150.0	2.22	70.5	720.
4.00	36.5	76.5	150.0	1.93	70.5	829.
4.50	41.3	86.3	150.0	1.71	70.5	938.
5.00	46.0	96.0	150.0	1.53	70.5	1048.
5.50	50.8	105.8	150.0	1.39	70.5	948.
6.00	55.5	115.5	150.0	1.27	70.5	849.
6.50	60.3	125.3	150.0	1.17	70.5	749.
7.00	65.0	135.0	150.0	.73	47.4	650.
7.50	69.5	144.5	--	.38	26.1	695.
8.00	74.0	154.0	--	.38	27.8	740.
8.50	78.5	163.5	--	.38	29.5	785.
9.00	83.0	173.0	--	.38	31.1	830.
9.50	87.5	182.5	--	.38	32.8	875.
10.00	92.0	192.0	--	.38	34.5	920.
10.50	96.5	201.5	--	.38	36.2	965.
11.00	101.0	211.0	--	.38	37.9	1010.
11.50	105.5	220.5	--	.38	39.6	1055.
12.00	110.0	230.0	--	.38	41.3	1100.
12.50	114.5	239.5	--	.38	43.0	1145.
13.00	119.0	249.0	--	.38	44.7	1190.
13.50	123.5	258.5	--	.38	46.3	1235.
14.00	128.0	268.0	--	.38	48.0	1280.
14.50	132.5	277.5	--	.38	49.7	1325.
15.00	137.0	287.0	--	.38	51.4	1370.
15.50	141.5	296.5	--	.38	53.1	1415.
16.00	146.0	306.0	--	.38	54.8	1460.
16.50	150.5	315.5	--	.38	56.5	1505.
17.00	155.0	325.0	--	.38	58.2	1550.
17.50	159.5	334.5	--	.38	59.9	1595.
18.00	164.0	344.0	--	.38	61.5	1640.
18.50	168.5	353.5	--	.38	63.2	1685.
19.00	173.0	363.0	--	.38	64.9	1730.
19.50	177.5	372.5	--	.38	66.6	1775.
20.00	182.0	382.0	--	.38	68.3	1820.
20.50	186.5	391.5	--	.38	70.0	1865.
21.00	191.0	401.0	--	.38	71.7	1910.
21.50	195.5	410.5	--	.38	73.4	1955.
22.00	200.0	420.0	--	.38	75.1	2000.
22.50	204.5	429.5	--	.38	76.7	2000.
23.00	209.0	439.0	--	.63	131.7	2000.
23.50	214.3	449.3	--	.86	185.0	2071.
24.00	219.5	459.5	--	.84	185.0	2143.
24.50	224.8	469.8	--	.82	185.0	2214.
25.00	230.0	480.0	--	.80	185.0	2286.
25.50	235.3	490.3	--	.79	185.0	2357.
26.00	240.5	500.5	--	.77	185.0	2429.

26.50	245.8	510.8	--	.75	185.0	2500.
27.00	251.0	521.0	--	.74	185.0	2500.
27.50	256.3	531.3	--	.72	185.0	2500.
28.00	261.5	541.5	--	.71	185.0	2500.
28.50	266.8	551.8	--	.69	185.0	2500.
29.00	272.0	562.0	--	.68	185.0	2500.
29.50	277.3	572.3	--	.67	185.0	2500.
30.00	282.5	582.5	--	.65	185.0	2500.
30.50	287.8	592.8	--	.64	185.0	2500.
31.00	293.0	603.0	--	.63	185.0	2500.
31.50	298.3	613.3	--	.62	185.0	2500.
32.00	303.5	623.5	--	.61	185.0	2500.
32.50	308.8	633.8	--	.60	185.0	2500.
33.00	314.0	644.0	--	.59	185.0	2500.
33.50	319.3	654.3	--	.58	185.0	2500.
34.00	324.5	664.5	--	.57	185.0	2500.
34.50	329.8	674.8	--	.56	185.0	2500.

zz = Profondità da piano campagna
 S'v = Tensione verticale efficace
 Sv = Tensione verticale totale
 Cu = Coesione non drenata
 Tau = Tensione di adesione laterale limite
 qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi = 880$ mm

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	120.	504.	5.	620.	276.
1.50	187.	571.	7.	751.	336.
2.00	254.	637.	10.	882.	397.
2.50	321.	577.	12.	886.	403.
3.00	388.	516.	15.	890.	408.
3.50	455.	456.	17.	894.	413.
4.00	511.	395.	19.	887.	413.
4.50	546.	423.	22.	947.	441.
5.00	572.	450.	24.	997.	463.
5.50	599.	477.	27.	1050.	486.
6.00	628.	505.	29.	1103.	511.
6.50	658.	532.	32.	1159.	536.
7.00	690.	559.	34.	1216.	561.
7.50	724.	587.	36.	1274.	588.
8.00	759.	614.	39.	1334.	615.
8.50	796.	641.	41.	1396.	644.
9.00	834.	669.	44.	1459.	673.
9.50	874.	696.	46.	1524.	703.
10.00	916.	724.	49.	1591.	733.
10.50	959.	751.	51.	1659.	765.
11.00	1004.	778.	54.	1729.	797.
11.50	1050.	806.	56.	1800.	830.
12.00	1098.	833.	58.	1873.	864.
12.50	1148.	860.	61.	1948.	899.
13.00	1199.	888.	63.	2024.	935.
13.50	1252.	915.	66.	2102.	971.
14.00	1307.	942.	68.	2181.	1008.
14.50	1363.	970.	71.	2262.	1046.
15.00	1420.	997.	73.	2345.	1085.
15.50	1480.	1024.	75.	2429.	1125.
16.00	1541.	1052.	78.	2515.	1165.
16.50	1603.	1079.	80.	2602.	1207.
17.00	1667.	1107.	83.	2691.	1249.
17.50	1733.	1134.	85.	2782.	1292.
18.00	1800.	1161.	88.	2874.	1336.
18.50	1869.	1189.	90.	2968.	1380.
19.00	1939.	1216.	92.	3063.	1426.
19.50	2012.	1216.	95.	3133.	1460.
20.00	2111.	1216.	97.	3229.	1508.
20.50	2261.	1259.	100.	3421.	1601.
21.00	2437.	1303.	102.	3637.	1708.
21.50	2613.	1346.	105.	3854.	1814.
22.00	2788.	1390.	107.	4071.	1920.
22.50	2964.	1433.	109.	4288.	2026.
23.00	3140.	1477.	112.	4504.	2132.
23.50	3316.	1520.	114.	4721.	2238.
24.00	3491.	1520.	117.	4895.	2325.

24.50	3667.	1520.	119.	5068.	2413.
25.00	3843.	1520.	122.	5241.	2500.
25.50	4019.	1520.	124.	5414.	2587.
26.00	4194.	1520.	126.	5588.	2674.
26.50	4370.	1520.	129.	5761.	2762.
27.00	4546.	1520.	131.	5934.	2849.
27.50	4722.	1520.	134.	6108.	2936.
28.00	4897.	1520.	136.	6281.	3023.
28.50	5073.	1520.	139.	6454.	3111.
29.00	5249.	1520.	141.	6628.	3198.
29.50	5425.	1520.	143.	6801.	3285.
30.00	5600.	1520.	146.	6974.	3372.
30.50	5776.	1520.	148.	7148.	3459.
31.00	5952.	1520.	151.	7321.	3547.
31.50	6128.	1520.	153.	7494.	3634.
32.00	6303.	1520.	156.	7668.	3721.
32.50	6479.	1520.	158.	7841.	3808.
33.00	6655.	1520.	161.	8014.	3896.
33.50	6831.	1520.	163.	8188.	3983.
34.00	7006.	1520.	165.	8361.	4070.
34.50	7182.	1520.	168.	8534.	4157.
35.00	7358.	1520.	170.	8708.	4245.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Q_l = Portata laterale limite
 Q_b = Portata di base limite
 wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Q_d = Portata di progetto = Q_l/FS,_l + Q_b/FS,_b - wp

14.3.3 Pila 2

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione della PILA 2.

Unit	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	c_u	ϕ	τ_i	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$	K
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	kPa	[°]	--	kPa	--	kPa	--
Aa	0.0 ÷ 4.0	0.00	3.00 (**)	19.0	---	38	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	150	22	4000	0.65
Ga	4.0 ÷ 6.5			19.5	150	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	100	---	---	---
Cs	6.5 ÷ 21.5			19.0	---	30	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	120	10	2000	0.65
Sa2	21.5 ÷ 40.0			20.5	---	---	---	185	---	---	2500

(**) Come si evince dalla Relazione Idraulica, la Pila 2 risulta soggetta ad uno scalzamento pari a 5.12 m da quota estradosso plinto. Pertanto nella verifica eccezionale con scalzamento, si considera ai fini del calcolo di capacità portante, la quota testa palo a -6.12 m da p.c.. ≈ -6.50 m, considerando circa 1.0 m di ricoprimento.

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati rispettivamente per pali di diametro D = 880 mm, la portata laterale limite Q_l, la portata di base limite Q_b, il peso efficace del palo W_p, la portata totale limite Q_u, la portata di progetto Q_d.

SENZA SCALZAMENTO

STAMPA parametri per valutazione capacità portante

zz m	S' _v kPa	S _v kPa	C _u kPa	Tau/S' _v -	Tau kPa	qb kPa
3.00	27.0	57.0	--	.51	13.7	594.
3.50	31.5	66.5	--	.51	16.0	693.
4.00	36.0	76.0	--	1.23	44.4	792.

4.50	40.8	85.8	150.0	1.73	70.5	892.
5.00	45.5	95.5	150.0	1.55	70.5	993.
5.50	50.3	105.3	150.0	1.40	70.5	861.
6.00	55.0	115.0	150.0	1.28	70.5	729.
6.50	59.8	124.8	150.0	.78	46.5	598.
7.00	64.3	134.3	--	.38	24.1	643.
7.50	68.8	143.8	--	.38	25.8	688.
8.00	73.3	153.3	--	.38	27.5	733.
8.50	77.8	162.8	--	.38	29.2	778.
9.00	82.3	172.3	--	.38	30.9	823.
9.50	86.8	181.8	--	.38	32.6	868.
10.00	91.3	191.3	--	.38	34.2	913.
10.50	95.8	200.8	--	.38	35.9	958.
11.00	100.3	210.3	--	.38	37.6	1003.
11.50	104.8	219.8	--	.38	39.3	1048.
12.00	109.3	229.3	--	.38	41.0	1093.
12.50	113.8	238.8	--	.38	42.7	1138.
13.00	118.3	248.3	--	.38	44.4	1183.
13.50	122.8	257.8	--	.38	46.1	1228.
14.00	127.3	267.3	--	.38	47.8	1273.
14.50	131.8	276.8	--	.38	49.4	1318.
15.00	136.3	286.3	--	.38	51.1	1363.
15.50	140.8	295.8	--	.38	52.8	1408.
16.00	145.3	305.3	--	.38	54.5	1453.
16.50	149.8	314.8	--	.38	56.2	1498.
17.00	154.3	324.3	--	.38	57.9	1543.
17.50	158.8	333.8	--	.38	59.6	1588.
18.00	163.3	343.3	--	.38	61.3	1633.
18.50	167.8	352.8	--	.38	63.0	1678.
19.00	172.3	362.3	--	.38	64.6	1723.
19.50	176.8	371.8	--	.38	66.3	1768.
20.00	181.3	381.3	--	.38	68.0	1813.
20.50	185.8	390.8	--	.38	69.7	1858.
21.00	190.3	400.3	--	.38	71.4	1903.
21.50	194.8	409.8	--	.66	129.0	1948.
22.00	200.0	420.0	--	.93	185.0	2026.
22.50	205.3	430.3	--	.90	185.0	2105.
23.00	210.5	440.5	--	.88	185.0	2184.
23.50	215.8	450.8	--	.86	185.0	2263.
24.00	221.0	461.0	--	.84	185.0	2342.
24.50	226.3	471.3	--	.82	185.0	2421.
25.00	231.5	481.5	--	.80	185.0	2500.
25.50	236.8	491.8	--	.78	185.0	2500.
26.00	242.0	502.0	--	.76	185.0	2500.
26.50	247.3	512.3	--	.75	185.0	2500.
27.00	252.5	522.5	--	.73	185.0	2500.
27.50	257.8	532.8	--	.72	185.0	2500.
28.00	263.0	543.0	--	.70	185.0	2500.
28.50	268.3	553.3	--	.69	185.0	2500.
29.00	273.5	563.5	--	.68	185.0	2500.
29.50	278.8	573.8	--	.66	185.0	2500.
30.00	284.0	584.0	--	.65	185.0	2500.
30.50	289.3	594.3	--	.64	185.0	2500.
31.00	294.5	604.5	--	.63	185.0	2500.
31.50	299.8	614.8	--	.62	185.0	2500.
32.00	305.0	625.0	--	.61	185.0	2500.
32.50	310.3	635.3	--	.60	185.0	2500.
33.00	315.5	645.5	--	.59	185.0	2500.
33.50	320.8	655.8	--	.58	185.0	2500.
34.00	326.0	666.0	--	.57	185.0	2500.
34.50	331.3	676.3	--	.56	185.0	2500.
35.00	336.5	686.5	--	.55	185.0	2500.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi=880$ mm

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	wp kN	Qu kN	Qd kN
---------	-----------	-----------	----------	----------	----------

1.00	43.	482.	5.	519.	226.
1.50	97.	543.	7.	633.	278.
2.00	164.	604.	10.	758.	337.
2.50	231.	523.	12.	743.	333.
3.00	298.	443.	15.	727.	330.
3.50	354.	363.	17.	700.	321.
4.00	387.	391.	19.	759.	348.
4.50	411.	418.	22.	807.	370.
5.00	436.	445.	24.	857.	392.
5.50	463.	473.	27.	909.	415.
6.00	492.	500.	29.	963.	439.
6.50	522.	527.	32.	1018.	464.
7.00	554.	555.	34.	1074.	490.
7.50	587.	582.	36.	1133.	516.
8.00	622.	610.	39.	1193.	543.
8.50	659.	637.	41.	1254.	572.
9.00	697.	664.	44.	1317.	600.
9.50	736.	692.	46.	1382.	630.
10.00	778.	719.	49.	1448.	661.
10.50	821.	746.	51.	1516.	692.
11.00	865.	774.	54.	1585.	724.
11.50	911.	801.	56.	1657.	757.
12.00	959.	828.	58.	1729.	791.
12.50	1009.	856.	61.	1804.	826.
13.00	1060.	883.	63.	1879.	861.
13.50	1112.	910.	66.	1957.	898.
14.00	1166.	938.	68.	2036.	935.
14.50	1222.	965.	71.	2117.	973.
15.00	1280.	993.	73.	2199.	1011.
15.50	1339.	1020.	75.	2283.	1051.
16.00	1399.	1047.	78.	2369.	1091.
16.50	1461.	1075.	80.	2456.	1133.
17.00	1525.	1102.	83.	2544.	1175.
17.50	1591.	1129.	85.	2635.	1217.
18.00	1658.	1157.	88.	2727.	1261.
18.50	1753.	1184.	90.	2847.	1319.
19.00	1902.	1232.	92.	3042.	1414.
19.50	2078.	1280.	95.	3263.	1522.
20.00	2254.	1328.	97.	3484.	1630.
20.50	2429.	1376.	100.	3706.	1738.
21.00	2605.	1424.	102.	3927.	1846.
21.50	2781.	1472.	105.	4148.	1954.
22.00	2957.	1520.	107.	4370.	2062.
22.50	3132.	1520.	109.	4543.	2150.
23.00	3308.	1520.	112.	4716.	2237.
23.50	3484.	1520.	114.	4889.	2324.
24.00	3660.	1520.	117.	5063.	2411.
24.50	3835.	1520.	119.	5236.	2498.
25.00	4011.	1520.	122.	5409.	2586.
25.50	4187.	1520.	124.	5583.	2673.
26.00	4363.	1520.	126.	5756.	2760.
26.50	4538.	1520.	129.	5929.	2847.
27.00	4714.	1520.	131.	6103.	2935.
27.50	4890.	1520.	134.	6276.	3022.
28.00	5066.	1520.	136.	6449.	3109.
28.50	5241.	1520.	139.	6623.	3196.
29.00	5417.	1520.	141.	6796.	3284.
29.50	5593.	1520.	143.	6969.	3371.
30.00	5769.	1520.	146.	7143.	3458.
30.50	5944.	1520.	148.	7316.	3545.
31.00	6120.	1520.	151.	7489.	3633.
31.50	6296.	1520.	153.	7663.	3720.
32.00	6472.	1520.	156.	7836.	3807.
32.50	6647.	1520.	158.	8009.	3894.
33.00	6823.	1520.	161.	8182.	3981.
33.50	6999.	1520.	163.	8356.	4069.
34.00	7175.	1520.	165.	8529.	4156.
34.50	7350.	1520.	168.	8702.	4243.
35.00	7526.	1520.	170.	8876.	4330.

Lp = Lunghezza utile del palo
Ql1 = Portata laterale limite
Qb1 = Portata di base limite
wp = Peso efficace del palo
Qu = Portata totale limite
Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - wp$

CON SCALZAMENTO

Parametri per valutazione capacità portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
6.50	61.8	126.8	--	.19	11.6	0.
7.00	66.3	136.3	--	.38	24.9	133.
7.50	70.8	145.8	--	.38	26.6	266.
8.00	75.3	155.3	--	.38	28.2	400.
8.50	79.8	164.8	--	.38	29.9	533.
9.00	84.3	174.3	--	.38	31.6	666.
9.50	88.8	183.8	--	.38	33.3	799.
10.00	93.3	193.3	--	.38	35.0	933.
10.50	97.8	202.8	--	.38	36.7	978.
11.00	102.3	212.3	--	.38	38.4	1023.
11.50	106.8	221.8	--	.38	40.1	1068.
12.00	111.3	231.3	--	.38	41.7	1113.
12.50	115.8	240.8	--	.38	43.4	1158.
13.00	120.3	250.3	--	.38	45.1	1203.
13.50	124.8	259.8	--	.38	46.8	1248.
14.00	129.3	269.3	--	.38	48.5	1293.
14.50	133.8	278.8	--	.38	50.2	1338.
15.00	138.3	288.3	--	.38	51.9	1383.
15.50	142.8	297.8	--	.38	53.6	1428.
16.00	147.3	307.3	--	.38	55.3	1473.
16.50	151.8	316.8	--	.38	56.9	1518.
17.00	156.3	326.3	--	.38	58.6	1563.
17.50	160.8	335.8	--	.38	60.3	1608.
18.00	165.3	345.3	--	.38	62.0	1653.
18.50	169.8	354.8	--	.38	63.7	1698.
19.00	174.3	364.3	--	.38	65.4	1743.
19.50	178.8	373.8	--	.38	67.1	1788.
20.00	183.3	383.3	--	.38	68.8	1833.
20.50	187.8	392.8	--	.38	70.5	1878.
21.00	192.3	402.3	--	.38	72.1	1923.
21.50	196.8	411.8	--	.66	129.4	1968.
22.00	202.0	422.0	--	.92	185.0	2044.
22.50	207.3	432.3	--	.89	185.0	2120.
23.00	212.5	442.5	--	.87	185.0	2196.
23.50	217.8	452.8	--	.85	185.0	2272.
24.00	223.0	463.0	--	.83	185.0	2348.
24.50	228.3	473.3	--	.81	185.0	2424.
25.00	233.5	483.5	--	.79	185.0	2500.
25.50	238.8	493.8	--	.77	185.0	2500.
26.00	244.0	504.0	--	.76	185.0	2500.
26.50	249.3	514.3	--	.74	185.0	2500.
27.00	254.5	524.5	--	.73	185.0	2500.
27.50	259.8	534.8	--	.71	185.0	2500.
28.00	265.0	545.0	--	.70	185.0	2500.
28.50	270.3	555.3	--	.68	185.0	2500.
29.00	275.5	565.5	--	.67	185.0	2500.
29.50	280.8	575.8	--	.66	185.0	2500.
30.00	286.0	586.0	--	.65	185.0	2500.
30.50	291.3	596.3	--	.64	185.0	2500.
31.00	296.5	606.5	--	.62	185.0	2500.
31.50	301.8	616.8	--	.61	185.0	2500.
32.00	307.0	627.0	--	.60	185.0	2500.
32.50	312.3	637.3	--	.59	185.0	2500.
33.00	317.5	647.5	--	.58	185.0	2500.
33.50	322.8	657.8	--	.57	185.0	2500.
34.00	328.0	668.0	--	.56	185.0	2500.
34.50	333.3	678.3	--	.56	185.0	2500.
35.00	338.5	688.5	--	.55	185.0	2500.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi=880$ mm

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	42.	162.	5.	199.	87.
1.50	68.	243.	7.	303.	133.
2.00	95.	324.	10.	410.	180.
2.50	125.	405.	12.	517.	227.
3.00	155.	486.	15.	627.	276.
3.50	188.	567.	17.	738.	325.
4.00	222.	594.	19.	797.	352.
4.50	258.	622.	22.	857.	380.
5.00	295.	649.	24.	920.	408.
5.50	334.	676.	27.	983.	438.
6.00	374.	704.	29.	1049.	468.
6.50	416.	731.	32.	1116.	499.
7.00	460.	758.	34.	1184.	530.
7.50	505.	786.	36.	1255.	563.
8.00	552.	813.	39.	1326.	596.
8.50	601.	841.	41.	1400.	631.
9.00	651.	868.	44.	1475.	666.
9.50	702.	895.	46.	1551.	701.
10.00	756.	923.	49.	1630.	738.
10.50	811.	950.	51.	1709.	776.
11.00	867.	977.	54.	1791.	814.
11.50	925.	1005.	56.	1874.	853.
12.00	985.	1032.	58.	1959.	893.
12.50	1046.	1059.	61.	2045.	934.
13.00	1109.	1087.	63.	2133.	975.
13.50	1174.	1114.	66.	2222.	1018.
14.00	1240.	1142.	68.	2313.	1061.
14.50	1308.	1169.	71.	2406.	1105.
15.00	1403.	1196.	73.	2527.	1163.
15.50	1553.	1242.	75.	2720.	1257.
16.00	1728.	1289.	78.	2939.	1364.
16.50	1904.	1335.	80.	3159.	1472.
17.00	2080.	1381.	83.	3378.	1579.
17.50	2256.	1427.	85.	3598.	1686.
18.00	2431.	1474.	88.	3818.	1794.
18.50	2607.	1520.	90.	4037.	1901.
19.00	2783.	1520.	92.	4210.	1988.
19.50	2959.	1520.	95.	4384.	2076.
20.00	3134.	1520.	97.	4557.	2163.
20.50	3310.	1520.	100.	4730.	2250.
21.00	3486.	1520.	102.	4904.	2337.
21.50	3662.	1520.	105.	5077.	2424.
22.00	3837.	1520.	107.	5250.	2512.
22.50	4013.	1520.	109.	5424.	2599.
23.00	4189.	1520.	112.	5597.	2686.
23.50	4365.	1520.	114.	5770.	2773.
24.00	4540.	1520.	117.	5944.	2861.
24.50	4716.	1520.	119.	6117.	2948.
25.00	4892.	1520.	122.	6290.	3035.
25.50	5068.	1520.	124.	6464.	3122.
26.00	5243.	1520.	126.	6637.	3210.
26.50	5419.	1520.	129.	6810.	3297.
27.00	5595.	1520.	131.	6984.	3384.
27.50	5771.	1520.	134.	7157.	3471.
28.00	5946.	1520.	136.	7330.	3559.
28.50	6122.	1520.	139.	7504.	3646.
29.00	6298.	1520.	141.	7677.	3733.
29.50	6474.	1520.	143.	7850.	3820.
30.00	6649.	1520.	146.	8023.	3907.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - wp$

14.3.4 Pila 3

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione della PILA 3.

Unità	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	c_u	ϕ	τ_i	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$	K
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	kPa	[°]	--	kPa	--	kPa	--
Aa	0.0 ÷ 3.0	0.00	3.00 (**)	19.0	---	38	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	150	22	4000	0.65
Cs	3.0 ÷ 15.5			19.0	---	30	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	120	10	2000	0.65
Sa2(a)	15.5 ÷ 20.0			20.5	---	---	130	---	---	1600-2500	
Sa2	20.0 ÷ 40.0			20.5	---	---	185	---	---	2500	

(**) Come si evince dalla Relazione Idraulica, la Pila 3 risulta soggetta ad uno scalzamento pari a 6.92 m da quota estradosso plinto. Pertanto nella verifica eccezionale con scalzamento, si considera ai fini del calcolo di capacità portante, la quota testa palo a -7.92 m da p.c. \approx -8.00 m, considerando circa 1.0 m di ricoprimento.

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati rispettivamente per pali di diametro $D = 880$ mm, la portata laterale limite Q_{ll} , la portata di base limite Q_{bl} , il peso efficace del palo W_p , la portata totale limite Q_u , la portata di progetto Q_d .

SENZA SCALZAMENTO

Parametri per valutazione capacità portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	c_u kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
3.00	27.0	57.0	--	.44	11.9	270.
3.50	31.5	66.5	--	.38	11.8	315.
4.00	36.0	76.0	--	.38	13.5	360.
4.50	40.5	85.5	--	.38	15.2	405.
5.00	45.0	95.0	--	.38	16.9	450.
5.50	49.5	104.5	--	.38	18.6	495.
6.00	54.0	114.0	--	.38	20.3	540.
6.50	58.5	123.5	--	.38	22.0	585.
7.00	63.0	133.0	--	.38	23.6	630.
7.50	67.5	142.5	--	.38	25.3	675.
8.00	72.0	152.0	--	.38	27.0	720.
8.50	76.5	161.5	--	.38	28.7	765.
9.00	81.0	171.0	--	.38	30.4	810.
9.50	85.5	180.5	--	.38	32.1	855.
10.00	90.0	190.0	--	.38	33.8	900.
10.50	94.5	199.5	--	.38	35.5	945.
11.00	99.0	209.0	--	.38	37.2	990.
11.50	103.5	218.5	--	.38	38.8	1035.
12.00	108.0	228.0	--	.38	40.5	1080.
12.50	112.5	237.5	--	.38	42.2	1125.
13.00	117.0	247.0	--	.38	43.9	1170.
13.50	121.5	256.5	--	.38	45.6	1215.
14.00	126.0	266.0	--	.38	47.3	1260.
14.50	130.5	275.5	--	.38	49.0	1305.
15.00	135.0	285.0	--	.67	90.3	1350.
15.50	140.3	295.3	--	.93	130.0	1476.
16.00	145.5	305.5	--	.89	130.0	1601.
16.50	150.8	315.8	--	.86	130.0	1727.
17.00	156.0	326.0	--	.83	130.0	1853.
17.50	161.3	336.3	--	.81	130.0	1979.
18.00	166.5	346.5	--	.78	130.0	2104.
18.50	171.8	356.8	--	.76	130.0	2230.
19.00	177.0	367.0	--	.73	130.0	2320.

19.50	182.3	377.3	--	.71	130.0	2410.
20.00	187.5	387.5	--	.84	157.5	2500.
20.50	192.8	397.8	--	.96	185.0	2500.
21.00	198.0	408.0	--	.93	185.0	2500.
21.50	203.3	418.3	--	.91	185.0	2500.
22.00	208.5	428.5	--	.89	185.0	2500.
22.50	213.8	438.8	--	.87	185.0	2500.
23.00	219.0	449.0	--	.84	185.0	2500.
23.50	224.3	459.3	--	.82	185.0	2500.
24.00	229.5	469.5	--	.81	185.0	2500.
24.50	234.8	479.8	--	.79	185.0	2500.
25.00	240.0	490.0	--	.77	185.0	2500.
25.50	245.3	500.3	--	.75	185.0	2500.
26.00	250.5	510.5	--	.74	185.0	2500.
26.50	255.8	520.8	--	.72	185.0	2500.
27.00	261.0	531.0	--	.71	185.0	2500.
27.50	266.3	541.3	--	.69	185.0	2500.
28.00	271.5	551.5	--	.68	185.0	2500.
28.50	276.8	561.8	--	.67	185.0	2500.
29.00	282.0	572.0	--	.66	185.0	2500.
29.50	287.3	582.3	--	.64	185.0	2500.
30.00	292.5	592.5	--	.63	185.0	2500.
30.50	297.8	602.8	--	.62	185.0	2500.
31.00	303.0	613.0	--	.61	185.0	2500.
31.50	308.3	623.3	--	.60	185.0	2500.
32.00	313.5	633.5	--	.59	185.0	2500.
32.50	318.8	643.8	--	.58	185.0	2500.
33.00	324.0	654.0	--	.57	185.0	2500.
33.50	329.3	664.3	--	.56	185.0	2500.
34.00	334.5	674.5	--	.55	185.0	2500.
34.50	339.8	684.8	--	.54	185.0	2500.
35.00	345.0	695.0	--	.54	185.0	2500.

zz = Profondità da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi=880$ mm

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	23.	219.	5.	237.	102.
1.50	37.	246.	7.	276.	119.
2.00	52.	274.	10.	316.	136.
2.50	69.	301.	12.	358.	154.
3.00	87.	328.	15.	401.	173.
3.50	108.	356.	17.	446.	192.
4.00	129.	383.	19.	493.	213.
4.50	152.	410.	22.	541.	234.
5.00	177.	438.	24.	591.	256.
5.50	204.	465.	27.	642.	279.
6.00	232.	492.	29.	695.	303.
6.50	262.	520.	32.	750.	328.
7.00	293.	547.	34.	806.	353.
7.50	326.	575.	36.	864.	380.
8.00	360.	602.	39.	923.	407.
8.50	396.	629.	41.	984.	434.
9.00	434.	657.	44.	1047.	463.
9.50	473.	684.	46.	1111.	493.
10.00	514.	711.	49.	1177.	523.
10.50	557.	739.	51.	1244.	554.
11.00	601.	766.	54.	1313.	586.
11.50	647.	793.	56.	1384.	619.
12.00	713.	821.	58.	1475.	662.
12.50	817.	897.	61.	1654.	746.
13.00	941.	974.	63.	1851.	840.
13.50	1064.	1050.	66.	2049.	934.
14.00	1188.	1127.	68.	2246.	1028.
14.50	1311.	1203.	71.	2444.	1122.
15.00	1435.	1279.	73.	2641.	1215.
15.50	1558.	1356.	75.	2839.	1309.

16.00	1682.	1411.	78.	3015.	1394.
16.50	1805.	1465.	80.	3190.	1478.
17.00	1942.	1520.	83.	3379.	1569.
17.50	2105.	1520.	85.	3540.	1650.
18.00	2280.	1520.	88.	3713.	1737.
18.50	2456.	1520.	90.	3886.	1824.
19.00	2632.	1520.	92.	4059.	1911.
19.50	2808.	1520.	95.	4233.	1999.
20.00	2983.	1520.	97.	4406.	2086.
20.50	3159.	1520.	100.	4579.	2173.
21.00	3335.	1520.	102.	4753.	2260.
21.50	3511.	1520.	105.	4926.	2347.
22.00	3686.	1520.	107.	5099.	2435.
22.50	3862.	1520.	109.	5273.	2522.
23.00	4038.	1520.	112.	5446.	2609.
23.50	4214.	1520.	114.	5619.	2696.
24.00	4389.	1520.	117.	5793.	2784.
24.50	4565.	1520.	119.	5966.	2871.
25.00	4741.	1520.	122.	6139.	2958.
25.50	4917.	1520.	124.	6313.	3045.
26.00	5092.	1520.	126.	6486.	3133.
26.50	5268.	1520.	129.	6659.	3220.
27.00	5444.	1520.	131.	6833.	3307.
27.50	5620.	1520.	134.	7006.	3394.
28.00	5795.	1520.	136.	7179.	3482.
28.50	5971.	1520.	139.	7353.	3569.
29.00	6147.	1520.	141.	7526.	3656.
29.50	6323.	1520.	143.	7699.	3743.
30.00	6498.	1520.	146.	7872.	3830.
30.50	6674.	1520.	148.	8046.	3918.
31.00	6850.	1520.	151.	8219.	4005.
31.50	7026.	1520.	153.	8392.	4092.
32.00	7201.	1520.	156.	8566.	4179.
32.50	7377.	1520.	158.	8739.	4267.
33.00	7553.	1520.	161.	8912.	4354.
33.50	7729.	1520.	163.	9086.	4441.
34.00	7904.	1520.	165.	9259.	4528.
34.50	8080.	1520.	168.	9432.	4616.
35.00	8256.	1520.	170.	9606.	4703.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - wp$

CON SCALZAMENTO

Parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
8.00	76.0	156.0	--	.19	14.3	0.
8.50	80.5	165.5	--	.38	30.2	154.
9.00	85.0	175.0	--	.38	31.9	307.
9.50	89.5	184.5	--	.38	33.6	461.
10.00	94.0	194.0	--	.38	35.3	614.
10.50	98.5	203.5	--	.38	37.0	768.
11.00	103.0	213.0	--	.38	38.7	921.
11.50	107.5	222.5	--	.38	40.3	1075.
12.00	112.0	232.0	--	.38	42.0	1120.
12.50	116.5	241.5	--	.38	43.7	1165.
13.00	121.0	251.0	--	.38	45.4	1210.
13.50	125.5	260.5	--	.38	47.1	1255.
14.00	130.0	270.0	--	.38	48.8	1300.
14.50	134.5	279.5	--	.38	50.5	1345.
15.00	139.0	289.0	--	.66	91.1	1390.
15.50	144.3	299.3	--	.90	130.0	1510.
16.00	149.5	309.5	--	.87	130.0	1630.
16.50	154.8	319.8	--	.84	130.0	1750.
17.00	160.0	330.0	--	.81	130.0	1870.
17.50	165.3	340.3	--	.79	130.0	1990.
18.00	170.5	350.5	--	.76	130.0	2110.
18.50	175.8	360.8	--	.74	130.0	2230.

19.00	181.0	371.0	--	.72	130.0	2320.
19.50	186.3	381.3	--	.70	130.0	2410.
20.00	191.5	391.5	--	.82	157.5	2500.
20.50	196.8	401.8	--	.94	185.0	2500.
21.00	202.0	412.0	--	.92	185.0	2500.
21.50	207.3	422.3	--	.89	185.0	2500.
22.00	212.5	432.5	--	.87	185.0	2500.
22.50	217.8	442.8	--	.85	185.0	2500.
23.00	223.0	453.0	--	.83	185.0	2500.
23.50	228.3	463.3	--	.81	185.0	2500.
24.00	233.5	473.5	--	.79	185.0	2500.
24.50	238.8	483.8	--	.77	185.0	2500.
25.00	244.0	494.0	--	.76	185.0	2500.
25.50	249.3	504.3	--	.74	185.0	2500.
26.00	254.5	514.5	--	.73	185.0	2500.
26.50	259.8	524.8	--	.71	185.0	2500.
27.00	265.0	535.0	--	.70	185.0	2500.
27.50	270.3	545.3	--	.68	185.0	2500.
28.00	275.5	555.5	--	.67	185.0	2500.
28.50	280.8	565.8	--	.66	185.0	2500.
29.00	286.0	576.0	--	.65	185.0	2500.
29.50	291.3	586.3	--	.64	185.0	2500.
30.00	296.5	596.5	--	.62	185.0	2500.
30.50	301.8	606.8	--	.61	185.0	2500.
31.00	307.0	617.0	--	.60	185.0	2500.
31.50	312.3	627.3	--	.59	185.0	2500.
32.00	317.5	637.5	--	.58	185.0	2500.
32.50	322.8	647.8	--	.57	185.0	2500.
33.00	328.0	658.0	--	.56	185.0	2500.
33.50	333.3	668.3	--	.56	185.0	2500.
34.00	338.5	678.5	--	.55	185.0	2500.
34.50	343.8	688.8	--	.54	185.0	2500.
35.00	349.0	699.0	--	.53	185.0	2500.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi=880$ mm

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	51.	187.	5.	233.	102.
1.50	82.	280.	7.	355.	156.
2.00	114.	373.	10.	478.	211.
2.50	149.	467.	12.	603.	267.
3.00	185.	560.	15.	730.	323.
3.50	222.	654.	17.	859.	381.
4.00	261.	748.	19.	993.	440.
4.50	302.	842.	22.	1132.	500.
5.00	344.	936.	24.	1276.	561.
5.50	388.	1030.	27.	1425.	623.
6.00	434.	1124.	29.	1579.	686.
6.50	481.	1218.	32.	1738.	750.
7.00	528.	1312.	34.	1892.	815.
7.50	575.	1406.	36.	2051.	881.
8.00	622.	1500.	39.	2215.	948.
8.50	670.	1594.	41.	2384.	1016.
9.00	718.	1688.	44.	2558.	1085.
9.50	766.	1782.	46.	2737.	1155.
10.00	814.	1876.	49.	2921.	1226.
10.50	862.	1970.	51.	3110.	1298.
11.00	910.	2064.	54.	3304.	1371.
11.50	958.	2158.	56.	3503.	1445.
12.00	1006.	2252.	58.	3707.	1520.
12.50	1054.	2346.	61.	3916.	1596.
13.00	1102.	2440.	63.	4130.	1673.
13.50	1150.	2534.	66.	4349.	1751.
14.00	1198.	2628.	68.	4573.	1830.
14.50	1246.	2722.	71.	4802.	1910.
15.00	1294.	2816.	73.	5036.	1991.
15.50	1342.	2910.	75.	5275.	2073.

16.00	3171.	1520.	78.	4613.	2201.
16.50	3347.	1520.	80.	4786.	2288.
17.00	3522.	1520.	83.	4960.	2375.
17.50	3698.	1520.	85.	5133.	2462.
18.00	3874.	1520.	88.	5306.	2550.
18.50	4050.	1520.	90.	5480.	2637.
19.00	4225.	1520.	92.	5653.	2724.
19.50	4401.	1520.	95.	5826.	2811.
20.00	4577.	1520.	97.	5999.	2899.
20.50	4753.	1520.	100.	6173.	2986.
21.00	4928.	1520.	102.	6346.	3073.
21.50	5104.	1520.	105.	6519.	3160.
22.00	5280.	1520.	107.	6693.	3248.
22.50	5456.	1520.	109.	6866.	3335.
23.00	5631.	1520.	112.	7039.	3422.
23.50	5807.	1520.	114.	7213.	3509.
24.00	5983.	1520.	117.	7386.	3597.
24.50	6159.	1520.	119.	7559.	3684.
25.00	6334.	1520.	122.	7733.	3771.
25.50	6510.	1520.	124.	7906.	3858.
26.00	6686.	1520.	126.	8079.	3946.
26.50	6862.	1520.	129.	8253.	4033.
27.00	7037.	1520.	131.	8426.	4120.
27.50	7213.	1520.	134.	8599.	4207.
28.00	7389.	1520.	136.	8773.	4294.
28.50	7565.	1520.	139.	8946.	4382.
29.00	7740.	1520.	141.	9119.	4469.
29.50	7916.	1520.	143.	9293.	4556.
30.00	8092.	1520.	146.	9466.	4643.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Q_l = Portata laterale limite
 Q_b = Portata di base limite
 w_p = Peso efficace del palo
 Q_u = Portata totale limite
 Q_d = Portata di progetto = Q_l/FS,_l + Q_b/FS,_b - w_p

14.3.5 Spalla 2

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione della SPALLA 2.

Unità	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	c _u	φ	τ _i	τ _{us,max}	N _q	q _{crit.}	K
	[m]										
Aa	0.0 ÷ 6.5	0.50	2.50	19.0	---	38	τ _i = k tanφ · σ' _v	150	22	4000	0.65
Sa2(a)	6.5 ÷ 20.0			20.5	---	---	130	---	---	1600-2500	
Sa2	20.0 ÷ 40.0			20.5	---	---	185	---	---	2500	

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati rispettivamente per pali di diametro D = 880 mm, la portata laterale limite Q_l, la portata di base limite Q_b, il peso efficace del palo W_p, la portata totale limite Q_u, la portata di progetto Q_d.

Parametri per valutazione capacità portante

zz m	S' _v kPa	S _v kPa	c _u kPa	Tau/S' _v -	Tau kPa	q _b kPa
2.50	27.5	47.5	--	.55	15.0	605.
3.00	32.0	57.0	--	.55	17.5	704.
3.50	36.5	66.5	--	.55	19.9	803.
4.00	41.0	76.0	--	.55	22.4	902.

4.50	45.5	85.5	--	.55	24.8	1001.
5.00	50.0	95.0	--	.55	27.3	1100.
5.50	54.5	104.5	--	.55	29.7	1199.
6.00	59.0	114.0	--	.55	32.2	1298.
6.50	63.5	123.5	--	1.30	82.3	1397.
7.00	68.8	133.8	--	1.89	130.0	1459.
7.50	74.0	144.0	--	1.76	130.0	1522.
8.00	79.3	154.3	--	1.64	130.0	1584.
8.50	84.5	164.5	--	1.54	130.0	1646.
9.00	89.8	174.8	--	1.45	130.0	1709.
9.50	95.0	185.0	--	1.37	130.0	1771.
10.00	100.3	195.3	--	1.30	130.0	1833.
10.50	105.5	205.5	--	1.23	130.0	1867.
11.00	110.8	215.8	--	1.17	130.0	1900.
11.50	116.0	226.0	--	1.12	130.0	1933.
12.00	121.3	236.3	--	1.07	130.0	1967.
12.50	126.5	246.5	--	1.03	130.0	2000.
13.00	131.8	256.8	--	.99	130.0	2033.
13.50	137.0	267.0	--	.95	130.0	2067.
14.00	142.3	277.3	--	.91	130.0	2100.
14.50	147.5	287.5	--	.88	130.0	2133.
15.00	152.8	297.8	--	.85	130.0	2167.
15.50	158.0	308.0	--	.82	130.0	2200.
16.00	163.3	318.3	--	.80	130.0	2233.
16.50	168.5	328.5	--	.77	130.0	2267.
17.00	173.8	338.8	--	.75	130.0	2300.
17.50	179.0	349.0	--	.73	130.0	2333.
18.00	184.3	359.3	--	.71	130.0	2367.
18.50	189.5	369.5	--	.69	130.0	2400.
19.00	194.8	379.8	--	.67	130.0	2433.
19.50	200.0	390.0	--	.65	130.0	2467.
20.00	205.3	400.3	--	.77	157.5	2500.
20.50	210.5	410.5	--	.88	185.0	2500.
21.00	215.8	420.8	--	.86	185.0	2500.
21.50	221.0	431.0	--	.84	185.0	2500.
22.00	226.3	441.3	--	.82	185.0	2500.
22.50	231.5	451.5	--	.80	185.0	2500.
23.00	236.8	461.8	--	.78	185.0	2500.
23.50	242.0	472.0	--	.76	185.0	2500.
24.00	247.3	482.3	--	.75	185.0	2500.
24.50	252.5	492.5	--	.73	185.0	2500.
25.00	257.8	502.8	--	.72	185.0	2500.
25.50	263.0	513.0	--	.70	185.0	2500.
26.00	268.3	523.3	--	.69	185.0	2500.
26.50	273.5	533.5	--	.68	185.0	2500.
27.00	278.8	543.8	--	.66	185.0	2500.
27.50	284.0	554.0	--	.65	185.0	2500.
28.00	289.3	564.3	--	.64	185.0	2500.
28.50	294.5	574.5	--	.63	185.0	2500.
29.00	299.8	584.8	--	.62	185.0	2500.
29.50	305.0	595.0	--	.61	185.0	2500.
30.00	310.3	605.3	--	.60	185.0	2500.
30.50	315.5	615.5	--	.59	185.0	2500.
31.00	320.8	625.8	--	.58	185.0	2500.
31.50	326.0	636.0	--	.57	185.0	2500.
32.00	331.3	646.3	--	.56	185.0	2500.
32.50	336.5	656.5	--	.55	185.0	2500.
33.00	341.8	666.8	--	.54	185.0	2500.
33.50	347.0	677.0	--	.53	185.0	2500.
34.00	352.3	687.3	--	.53	185.0	2500.
34.50	357.5	697.5	--	.52	185.0	2500.
35.00	362.8	707.8	--	.51	185.0	2500.

zz = Profondita' da piano campagna
 S'v = Tensione verticale efficace
 Sv = Tensione verticale totale
 Cu = Coesione non drenata
 Tau = Tensione di adesione laterale limite
 qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi=880$ mm

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	49.	511.	5.	555.	242.

1.50	79.	574.	8.	645.	282.
2.00	113.	637.	10.	739.	324.
2.50	149.	700.	13.	836.	368.
3.00	190.	763.	15.	937.	413.
3.50	233.	826.	18.	1041.	460.
4.00	314.	889.	20.	1183.	526.
4.50	464.	928.	23.	1370.	618.
5.00	648.	968.	25.	1591.	726.
5.50	832.	1008.	28.	1812.	835.
6.00	1016.	1047.	31.	2033.	943.
6.50	1200.	1087.	33.	2254.	1052.
7.00	1383.	1127.	36.	2474.	1160.
7.50	1567.	1166.	38.	2695.	1268.
8.00	1751.	1188.	41.	2898.	1369.
8.50	1935.	1209.	43.	3100.	1469.
9.00	2118.	1230.	46.	3303.	1570.
9.50	2302.	1251.	48.	3505.	1670.
10.00	2486.	1272.	51.	3708.	1771.
10.50	2670.	1294.	53.	3910.	1871.
11.00	2854.	1315.	56.	4112.	1972.
11.50	3037.	1336.	59.	4315.	2072.
12.00	3221.	1357.	61.	4517.	2172.
12.50	3405.	1378.	64.	4720.	2273.
13.00	3589.	1400.	66.	4922.	2373.
13.50	3773.	1421.	69.	5125.	2474.
14.00	3956.	1442.	71.	5327.	2574.
14.50	4140.	1463.	74.	5530.	2675.
15.00	4324.	1484.	76.	5732.	2775.
15.50	4508.	1506.	79.	5934.	2876.
16.00	4691.	1527.	81.	6137.	2976.
16.50	4875.	1548.	84.	6339.	3076.
17.00	5059.	1569.	87.	6542.	3177.
17.50	5262.	1590.	89.	6764.	3287.
18.00	5504.	1590.	92.	7003.	3408.
18.50	5766.	1590.	94.	7262.	3539.
19.00	6027.	1590.	97.	7521.	3670.
19.50	6289.	1590.	99.	7780.	3801.
20.00	6551.	1590.	102.	8039.	3932.
20.50	6812.	1590.	104.	8298.	4063.
21.00	7074.	1590.	107.	8557.	4194.
21.50	7335.	1590.	109.	8816.	4324.
22.00	7597.	1590.	112.	9075.	4455.
22.50	7858.	1590.	115.	9334.	4586.
23.00	8120.	1590.	117.	9593.	4717.
23.50	8381.	1590.	120.	9852.	4848.
24.00	8643.	1590.	122.	10111.	4979.
24.50	8904.	1590.	125.	10370.	5110.
25.00	9166.	1590.	127.	10629.	5241.
25.50	9427.	1590.	130.	10888.	5372.
26.00	9689.	1590.	132.	11147.	5503.
26.50	9950.	1590.	135.	11406.	5633.
27.00	10212.	1590.	137.	11665.	5764.
27.50	10474.	1590.	140.	11924.	5895.
28.00	10735.	1590.	143.	12183.	6026.
28.50	10997.	1590.	145.	12442.	6157.
29.00	11258.	1590.	148.	12701.	6288.
29.50	11520.	1590.	150.	12960.	6419.
30.00	11781.	1590.	153.	13219.	6550.
30.50	12043.	1590.	155.	13478.	6681.
31.00	12304.	1590.	158.	13737.	6811.
31.50	12566.	1590.	160.	13996.	6942.
32.00	12827.	1590.	163.	14255.	7073.
32.50	13089.	1590.	165.	14514.	7204.
33.00	13350.	1590.	168.	14773.	7335.
33.50	13612.	1590.	170.	15032.	7466.
34.00	13874.	1590.	173.	15291.	7597.
34.50	14135.	1590.	176.	15550.	7728.
35.00	14397.	1590.	178.	15809.	7859.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,1 + Qb1/FS,b - wp$

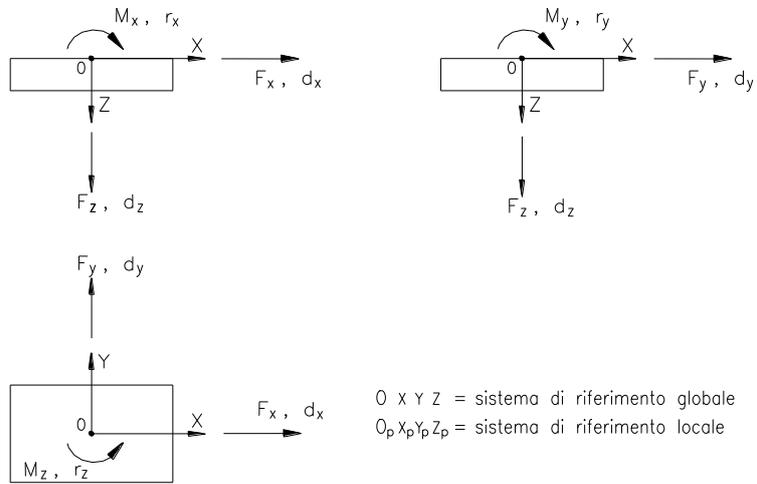
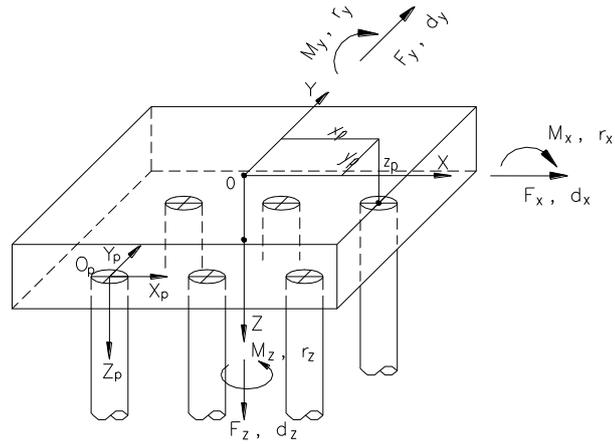
15 PALI ISOLATI SOTTOPOSTI A CARICHI VERTICALI E TRASVERSALI

15.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

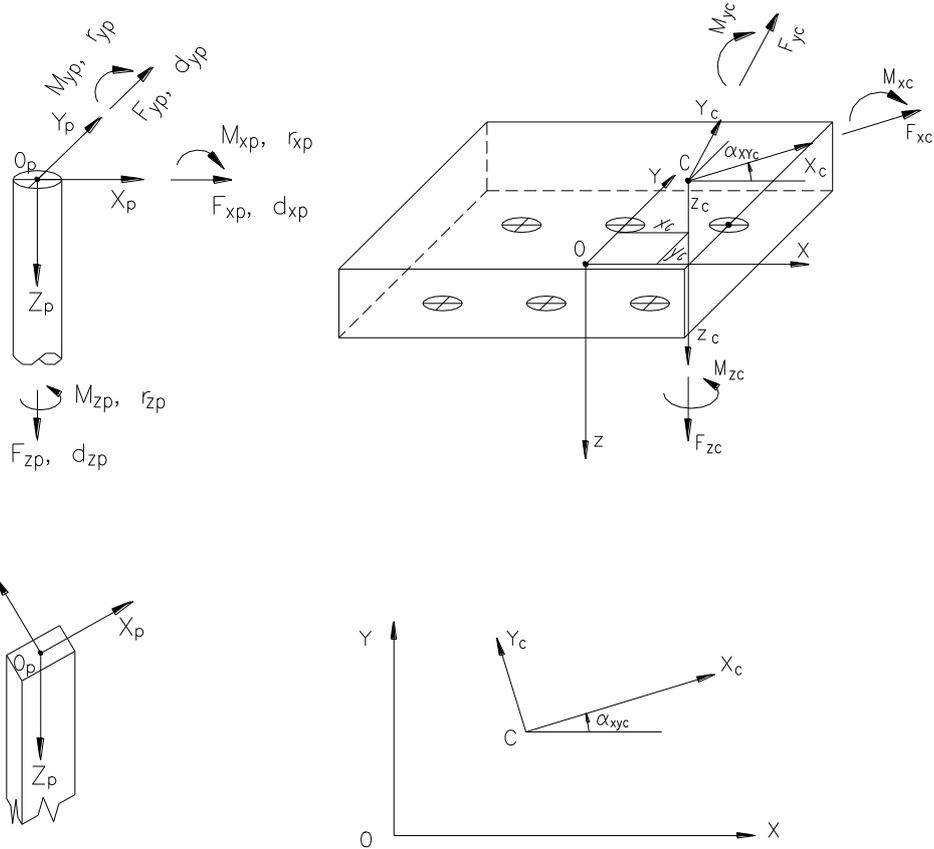
Per determinare le sollecitazioni sui pali viene eseguita un'analisi tridimensionale della palificata, condotta considerando le fondazioni come costituite da pali incastrati in testa al plinto, assimilato ad un corpo infinitamente rigido.

Il comportamento del palo isolato ai carichi assiali è definito da una caratteristica di rigidezza del sistema palo-terreno, che può essere lineare o non lineare. Il comportamento del palo isolato soggetto a carico trasversale è definito da una caratteristica di rigidezza variabile con la profondità.

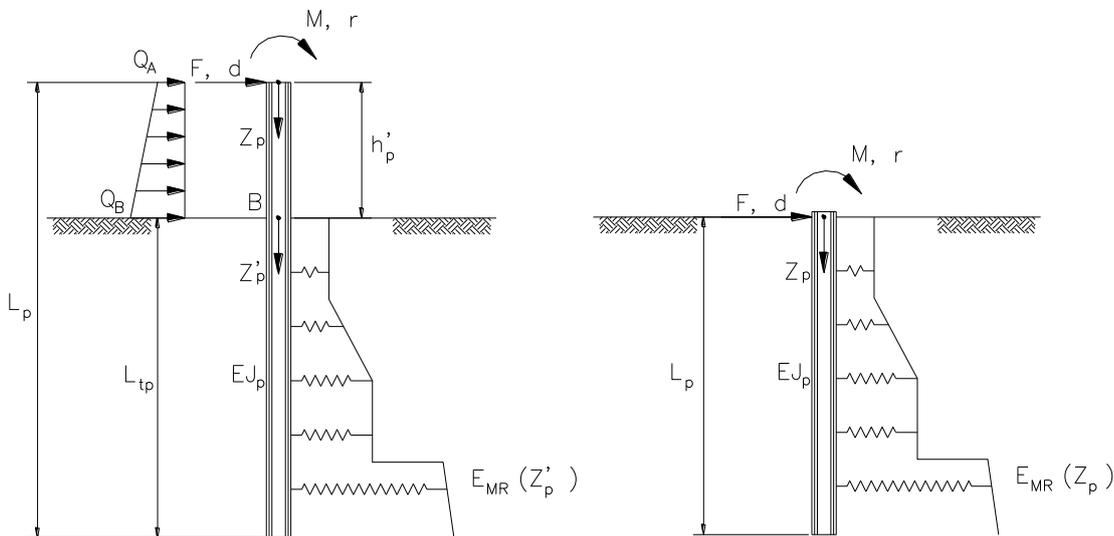
Nelle figure sottostanti sono riportati i sistemi di riferimento globale e locale con le convenzioni sui segni delle variabili adottate, le possibili caratteristiche di rigidezza assiale ed orizzontale per i pali nonché le convenzioni adottate per la definizione dei centri di carico.



Definizione dei sistemi di riferimento globali adottati nelle analisi delle palificate



Definizione dei sistemi di riferimento locali e delle convenzioni sui centri di carico adottati nelle analisi delle palificate



Pali soggetti a carichi trasversali: moduli di reazione del terreno

15.2 CARATTERISTICA DELLA PALIFICATA

La struttura della palificata è stata modellata ipotizzando un plinto infinitamente rigido e schematizzando ciascun palo come una trave incastrata nel plinto, caratterizzata da una rigidezza flessionale ottenuta moltiplicando il modulo di Young $E_p = 30000$ MPa per il momento di inerzia del palo.

15.2.1 Comportamento dei pali a carichi verticali

L'interazione fra palo soggetto a carichi verticali e terreno, è stata definita dalla rigidezza $A_k = 800000$ kN/m ($D=880$ mm) considerata indipendente dal cedimento del palo (curva carico-cedimento lineare).

Tale rigidezza è calcolata per i livelli di cedimento attesi in esercizio per pali con pendenza secante della curva carico-cedimento di prove in sito disponibili in letteratura. La curva carico-cedimento del palo isolato viene assimilata ad una iperbole definita dalla pendenza iniziale (A_k), dal carico limite ultimo del singolo palo (Q_{lim}) corrispondente al collasso del sistema palo-terreno e dall'esponente (a_q) che ne influenza la forma in accordo allo schema della figura sottostante:

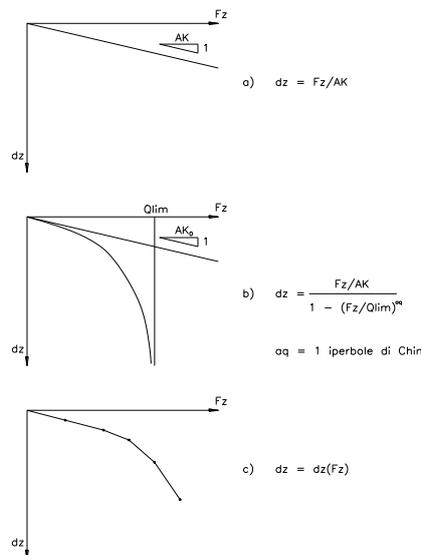
$$d_z = [F_z / A_k] / [1 - (F_z / Q_{lim})^{a_q}]$$

dove:

d_z = spostamento verticale a testa palo

F_z = carico assiale a testa palo

Tale curva permette di tenere in conto la non linearità di comportamento, rispetto ai carichi assiali, dei vari elementi della palificata.



Pali soggetti a carichi assiali: relazioni carico-cedimento

15.2.2 Comportamento dei pali a carichi trasversali

La base teorica generale che permette la soluzione del problema dei pali caricati trasversalmente è la stessa delle travi inflesse soggette a carichi non uniformi che consente di scrivere la seguente equazione differenziale della linea elastica:

$$E_p J_p \frac{d^4 x}{dz^4} + P = 0$$

dove:

P	reazione del terreno
x	spostamento orizzontale del palo
E_p	modulo elastico del palo
J_p	momento di inerzia del palo

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno è effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno E_{mr} definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo p ed il corrispondente spostamento orizzontale y :

$$E_{mr} = \frac{p}{y}$$

Si osservi che, definito k_w il coefficiente di sottofondo di Winkler, per un palo di diametro D si ha:

$$E_{mr} = k_w D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno.

Per i terreni a prevalente comportamento incoerente si assume, in genere, una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

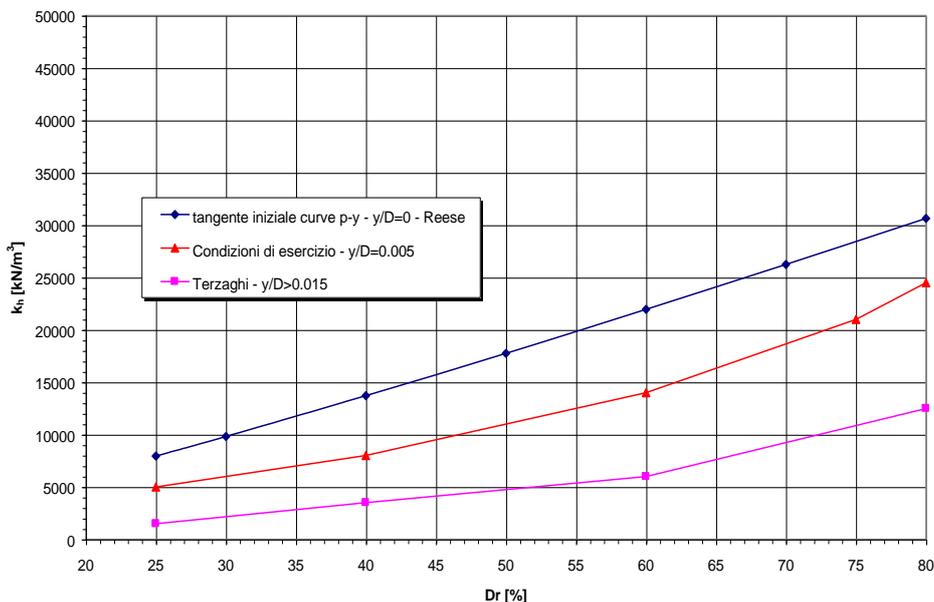
$$E_{mr} = E_{mr0} + k_h z$$

dove:

E_{mr0}	è il valore del modulo di reazione a testa palo
k_h	è il gradiente del modulo di reazione del terreno funzione principalmente della densità relativa
z	è la profondità a partire dalla sommità del palo

Nella figura seguente si riportano i valori di riferimento del gradiente k_h corrispondente a valori secanti del modulo E_{MR} per pali isolati con basse deformazioni ($y \leq 0.005 \cdot D$). per il caso in esame si adotta la Condizione di esercizio (linea rossa).

Andamento del gradiente del modulo di reazione orizzontale - Terreni incoerenti sotto falda



Pel le Unità Cs con $\phi = 30^\circ$ si considera una $D_R = 35\%$ da cui $k_h = 7500 \text{ kN/m}^3/\text{m}$.

Pel le Unità Ac e Aa con $\phi = 36^\circ - 38^\circ$, si considera una $D_R = 45\%$ da cui $k_h = 10000 \text{ kN/m}^3/\text{m}$.

Per i terreni a prevalente comportamento coesivo Unità Ga, si assume una legge ricavata da prove in sito su pali di grosso diametro, corrispondenti a valori secanti del modulo E_{mr} per pali isolati con basse deformazioni ($y \leq 0.005 \cdot D$), del tipo:

$$E_{mr} = \xi \cdot c_u$$

dove:

- ξ è il moltiplicatore generalmente pari a 300
- c_u è la resistenza al taglio in condizioni non drenate = 150 kN/m^2

15.3 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA

I valori massimi delle sollecitazioni agenti su ciascun palo e gli spostamenti della fondazione causati dai carichi applicati sono stati determinati con il codice di calcolo MAP. Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno è effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare) caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno E_{mr} .

Nel caso in esame si assume un modulo di reazione orizzontale, a partire da quota intradosso plinto pari a -2.50 m per le due spalle e -3.0 m per le pile, variabile secondo queste legge:

SPALLA 1

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	c_u [kN/m ²]	k_h [kN/m ³]
0.0	45	Ga	150	--
13.0	45			
13.01	116	Cs	--	7500
30.0	244			

PILA 1

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	c_u [kN/m ²]	k_h [kN/m ³]
0.0	45	Ga	150	--
4.0	45			
4.01	53	Cs	--	7500
20.0	173			
20.01	690	Sa2	--	30000
30.0	990			

PILA 2

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	c_u [kN/m ²]	k_h [kN/m ³]
0.0	30	Aa	--	10000
1.0	40			
1.01	45	Ga	150	--
3.50	45			
3.51	49	Cs	--	7500
18.5	161			

18.51	645	Sa2	--	30000
30.0	990			

PILA 2 – con scalzamento

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	C_u [kN/m ²]	k_h [kN/m ³]
0.0	49	Cs	--	7500
15.0	161			
15.01	645	Sa2	--	30000
30.0	1095			

PILA 3

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	C_u [kN/m ²]	k_h [kN/m ³]
0.0	23	Cs	--	7500
12.5	116			
12.51	388	Sa2(a)	--	25000
17.0	500			
17.01	600	Sa2	--	30000
30.0	990			

PILA 3 – con scalzamento

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	C_u [kN/m ²]	k_h [kN/m ³]
0.0	23	Cs	--	7500
7.5	116			
7.51	388	Sa2(a)	--	25000
12.0	500			
12.01	600	Sa2	--	30000
30.0	1140			

SPALLA 2

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	C_u [kN/m ²]	k_h [kN/m ³]
0.0	25	Aa	--	10000
4.0	65			
4.01	163	Sa2(a)	--	25000
17.5	500			
17.51	600	Sa2	--	30000
30.0	975			

15.3.1 Interazione orizzontale pali in gruppo per Pile 1, 2 e 3

La valutazione dell'effetto gruppo orizzontale è svolta in accordo alle indicazioni di Reese et al., Tali indicazioni tengono essenzialmente conto di risultati di natura sperimentale, condotti da Prakash (1962), Cox (1984), Wang (1986), Lieng (1988). Le interazioni orizzontali fra i pali sono essenzialmente di due tipi:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila (figura A);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione ortogonale alla fila (figura B).

L'interazione del primo tipo si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.

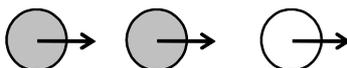


Figura A

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.

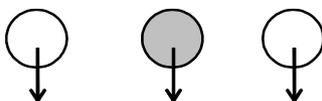


Figura B

Si tiene inoltre in considerazione una interazione di tipo "obliquo" tra pali, combinando gli effetti precedentemente descritti tramite l'espressione matematica dell'ellisse in coordinate polari (figura C):

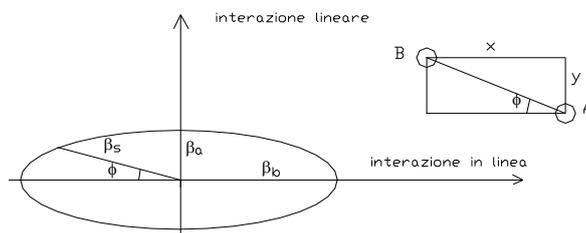


Figura C

$$\beta_s = (\beta_b^2 \cos^2 \Phi + \beta_a^2 \sin^2 \Phi)^{1/2}$$

$$\beta_{si} = \prod_{j=1, n}^{j \neq i} \beta_{stj}$$

per n pali si ha:

- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila. Il fattore di riduzione in funzione del rapporto s/D (s=interasse dei pali, D=diametro del palo) è rappresentata in figura D;
- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila

Il fenomeno di interazione in direzione del carico è più complicato di quello nella direzione trasversale. Studi sperimentali condotti sull'argomento hanno mostrato che l'interazione dipende principalmente dalla posizione relativa dei pali. Numerosi autori indicano fattori di riduzione distinti per pali frontali e pali retrostanti. Tali fattori sono dati in funzione della spaziatura tra i pali nella direzione del carico. I fattori di riduzione per pali frontali e retrostanti sono indicati nelle figure D, E, F.

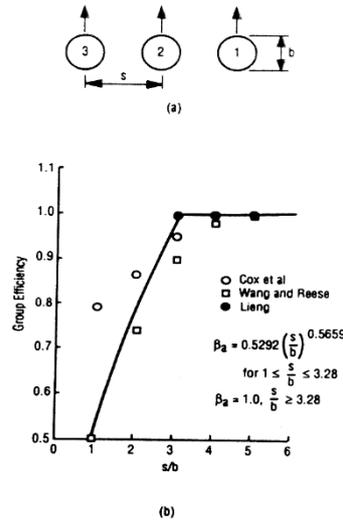


Figura D - Fattori di riduzione per pali disposti su file perpendicolari alla direzione di carico

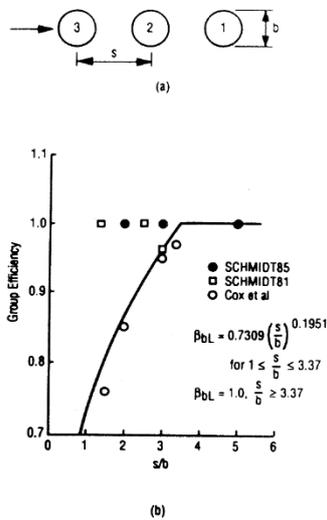


Figura E – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico- (pali frontali)

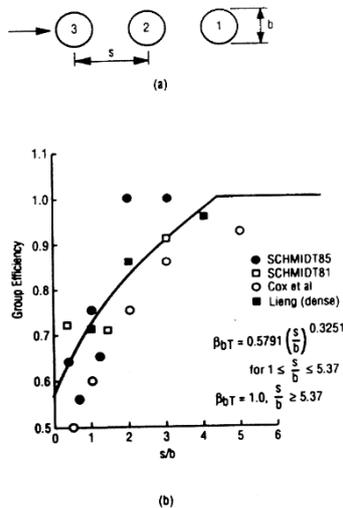


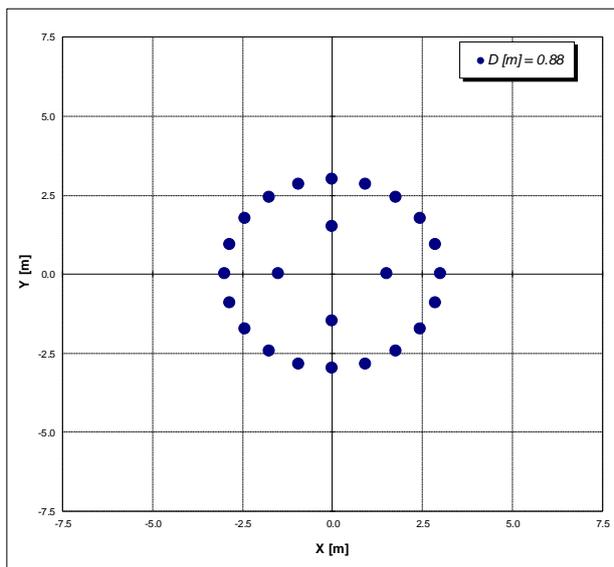
Figura F - Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico - (pali retrostanti)

I fattori così determinati sono utilizzati per penalizzare i moduli di reazione orizzontali di ciascun palo della palificata.

La valutazione dell'interazioni tra i n°24 pali caricati lateralmente è riportata nella figura seguente, ove sono determinati i fattori d'interazione ottenuti per ciascun palo all'interno del gruppo.

Viadotto ELLERO_MONDOVI' - fattori d'interazione per effetto gruppo orizzontale - Pile

R [m] = 0.44		alfa		fattori di riduzione		
D [m] = 0.88		0.2618				
N.Pali = 24.0				βX [--]	βY [--]	
ip [--]	X [m]	Y [m]				
1	0.00	3.00	0.06	0.10	0.10	
2	0.93	2.85	0.08	0.06	0.06	
3	1.76	2.43	0.09	0.08	0.08	
4	2.43	1.76	0.08	0.09	0.09	
5	2.85	0.93	0.06	0.08	0.08	
6	3.00	0.00	0.10	0.06	0.06	
7	2.85	-0.93	0.06	0.06	0.06	
8	2.43	-1.76	0.08	0.05	0.05	
9	1.76	-2.43	0.09	0.04	0.04	
10	0.93	-2.85	0.08	0.03	0.03	
11	0.00	-3.00	0.06	0.04	0.04	
12	-0.93	-2.85	0.06	0.03	0.03	
13	-1.76	-2.43	0.05	0.04	0.04	
14	-2.43	-1.76	0.04	0.05	0.05	
15	-2.85	-0.93	0.03	0.06	0.06	
16	-3.00	0.00	0.04	0.06	0.06	
17	-2.85	0.93	0.03	0.08	0.08	
18	-2.43	1.76	0.04	0.09	0.09	
19	-1.76	2.43	0.05	0.08	0.08	
20	-0.93	2.85	0.06	0.06	0.06	
21	0.00	1.50	0.03	0.06	0.06	
22	1.50	0.00	0.06	0.03	0.03	
23	0.00	-1.50	0.03	0.05	0.05	
24	-1.50	0.00	0.05	0.03	0.03	



I vari fattori sono inseriti direttamente dentro al programma MAP che terrà conto così dell'iterazione orizzontale tra i vari pali.

15.4 SPALLA 1

15.4.1 Azioni agenti sulle palificate

Nella tabella seguente si riportano le azioni agenti. Tali carichi sono quelli di progetto ovvero riferiti a quota testa pali, intradosso fondazione. Le azioni tengono già conto del peso del plinto e del peso del terreno gravante su di esso.

Il sistema di riferimento l'asse X = L in direzione longitudinale e l'asse Y = T in direzione trasversale, mentre l'asse Z è positivo verso il basso. La convenzione di segno è schematicamente illustrata nella figura di seguito.

Azioni Combinate		N	H _t	H _i	M _t	M _i
SLU		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SP1	STR1	30218	12	2499	576	-23585
SP1	STR2	30218	-613	2499	2040	-23588
SP1	STR3	34928	-576	2742	-2526	-13471
SP1	STR4	34736	-576	2742	3802	-19444
SP1	STR5	34755	-576	2742	11695	-24640
SP1	STR6	34928	-576	2742	-4083	-10676
SP1	STR7	34799	-576	2742	2451	-16600
SP1	STR8	34688	-576	2742	10350	-21722

SP1	STR9	33445	-576	2499	6005	-5092
SP1	STR10	32124	-576	2499	9970	-12683
SP1	STR11	30218	-576	2499	1951	-23588
SP1	STR12	30218	-576	2499	1951	-23588
SP1	STR8-1	34148	-576	2742	-801	-22778
SP1	STR8-2	34148	-576	2742	3330	-23111
SP1	STR8-3	34148	-576	2742	7542	-23121
SP1						
SP1	GEO-M2-1	22383	11	2220	416	-16826
SP1	GEO-M2-2	22383	-838	2220	2402	-16830
SP1	GEO-M2-3	26458	-499	2463	-2399	-7771
SP1	GEO-M2-4	26294	-499	2463	2992	-12860
SP1	GEO-M2-5	26310	-499	2463	9715	-17286
SP1	GEO-M2-6	26458	-499	2463	-3725	-5391
SP1	GEO-M2-7	26348	-499	2463	1841	-10437
SP1	GEO-M2-8	26681	-499	2463	9024	-15927
SP1	GEO-M2-9	25133	-499	2220	5061	-1072
SP1	GEO-M2-10	24007	-499	2220	8439	-7539
SP1	GEO-M2-11	22383	-499	2220	1608	-16828
SP1	GEO-M2-12	22383	-499	2220	1608	-16828
SP1	GEO-M2-8-1	26221	-499	2463	-474	-16827
SP1	GEO-M2-8-2	26221	-499	2463	3045	-17111
SP1	GEO-M2-8-3	26221	-499	2463	6633	-17118
26348 -499 -2463 1841 -10437						
SP1	Sisma 1	22815	-616	4268	1907	-9181
SP1	Sisma 2	21951	634	-567	-1054	-25759

15.4.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i risultati delle massime sollecitazioni ottenute a testa palo per le varie combinazioni.

sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2751.0	293.3	175.1	1	5
S.2	936.0	66.6	53.1	4	32
S.3	1490.9	415.8	269.5	1	31
S.4	1490.9	415.8	269.5	1	31
T.1	2751.0	293.3	175.1	1	5
T.2	1361.0	415.8	269.5	16	31

S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo
SP1 - STR5

S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo
SP1 - Sisma 2

S.3: cond. di carico con Momento Massimo
SP1 - Sisma 1

S.4: cond. di carico con Taglio Massimo
SP1 - Sisma 1

T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)
SP1 - STR5

T.2: cond. di cari

15.5 PILA 1

15.5.1 Azioni agenti sulle palificate

Nella tabella seguente si riportano le azioni agenti. Tali carichi sono quelli di progetto ovvero riferiti a quota testa pali, intradosso fondazione. Le azioni tengono già conto del peso del plinto e del peso del terreno gravante su di esso.

Il sistema di riferimento l'asse X = L in direzione longitudinale e l'asse Y = T in direzione trasversale, mentre l'asse Z è positivo verso il basso. La convenzione di segno è schematicamente illustrata nella figura di seguito.

Azioni Combinate		N	H _t	H _i	M _t	M _i
SLU		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
P1_STR	N_max	27606	-240	475	15234	9715
P1_STR	N_min	16057	-179	96	3776	2025
P1_STR	My_max	16604	654	-61	-7908	1039
P1_STR	My_min	27606	-240	475	15234	9715
P1_STR	Mx_max	26932	-179	912	14380	15488
P1_STR	Mx_min	16731	239	-413	-2646	-4461
P1_EQU	N_max	23304	-208	332	15425	6753
P1_EQU	N_min	14358	-208	332	4439	5608
P1_EQU	My_max	14941	629	180	-6094	4813
P1_EQU	My_min	23304	-208	332	15425	6753
P1_EQU	Mx_max	23304	-208	332	15425	6753
P1_EQU	Mx_min	14941	629	180	-6094	4813
P1_GEO	N_max	24062	-180	323	13697	6801
P1_GEO	N_min	16441	-180	323	4338	5826
P1_GEO	My_max	16938	545	191	-4790	5136
P1_GEO	My_min	24062	-180	323	13697	6801
P1_GEO	Mx_max	24062	-180	323	13697	6801
P1_GEO	Mx_min	16938	545	191	-4790	5136
P1_SLV	N_max	15947	1164	1348	-12343	17532
P1_SLV	N_min	15468	-1164	-1348	16003	-14268
P1_SLV	My_max	15947	1164	1348	-12343	17532
P1_SLV	My_min	15468	-1164	-1348	16003	-14268
P1_SLV	Mx_max	15947	1164	1348	-12343	17532
P1_SLV	Mx_min	15468	-1164	-1348	16003	-14268

15.5.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i risultati delle massime sollecitazioni ottenute a testa palo per le varie combinazioni

sollecitazioni massime in sommità ai pali

Fz M T palo c.d.c.
kN kN*m kN

S.1	2527.6	132.7	76.9	3	5
S.2	-167.3	269.9	111.7	11	19
S.3	967.8	324.4	146.5	2	20
S.4	998.1	306.1	147.8	2	19
T.1	1785.6	297.4	120.2	12	20
T.2	-147.9	285.7	128.4	5	20

- S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo
P1_STR - Mx_max
S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo
P1_SLV - N_max
S.3: cond. di carico con Momento Massimo
P1_SLV - N_min
S.4: cond. di carico con Taglio Massimo
P1_SLV - N_max
T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)
P1_SLV - N_min
T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)
P1_SLV - N_min

15.6 PILA 2

15.6.1 Azioni agenti sulle palificate

Nella tabella seguente si riportano le azioni agenti. Tali carichi sono quelli di progetto ovvero riferiti a quota testa pali, intradosso fondazione. Le azioni tengono già conto del peso del plinto e del peso del terreno gravante su di esso.

Il sistema di riferimento l'asse X = L in direzione longitudinale e l'asse Y = T in direzione trasversale, mentre l'asse Z è positivo verso il basso. La convenzione di segno è schematicamente illustrata nella figura di seguito.

Azioni Combinate		N	H _t	H _i	M _t	M _i
SLU		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
P2_STR	N_max	31933	-423	584	19050	10134
P2_STR	N_min	18786	-362	89	4139	2000
P2_STR	My_max	18909	1114	-48	-12334	1197
P2_STR	My_min	31933	-423	584	19050	10134
P2_STR	Mx_max	30749	-362	1100	17677	16239
P2_STR	Mx_min	19970	416	-486	-5189	-4622

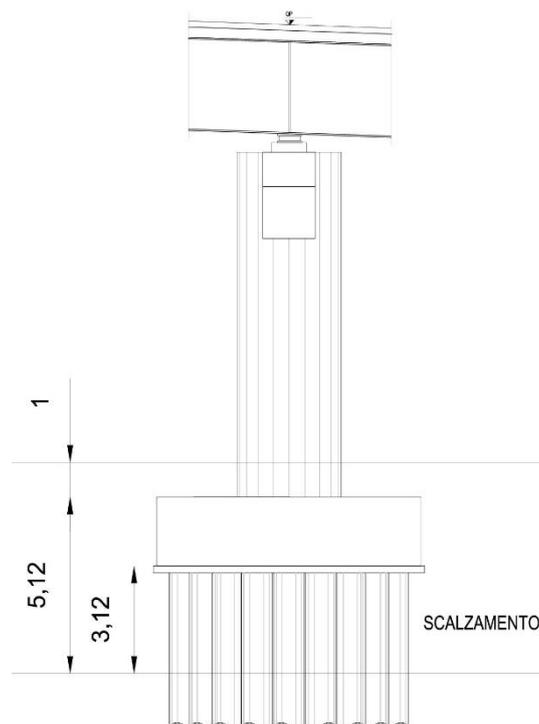
P2_EQU	N_max	26855	-391	396	18467	6977
P2_EQU	N_min	17060	-391	396	5508	5919
P2_EQU	My_max	17393	1088	263	-9143	5289
P2_EQU	My_min	26855	-391	396	18467	6977
P2_EQU	Mx_max	26855	-391	396	18467	6977
P2_EQU	Mx_min	17393	1088	263	-9143	5289

P2_GEO	N_max	27861	-339	388	16295	7047
P2_GEO	N_min	19517	-339	388	5256	6146
P2_GEO	My_max	19801	943	273	-7441	5600
P2_GEO	My_min	27861	-339	388	16295	7047
P2_GEO	Mx_max	27861	-339	388	16295	7047
P2_GEO	Mx_min	19801	943	273	-7441	5600

P2_SLV	N_max	18490	1284	1203	-14192	14088
P2_SLV	N_min	17531	-1284	-1203	17716	-10837
P2_SLV	My_max	18490	1284	1203	-14192	14088
P2_SLV	My_min	17531	-1284	-1203	17716	-10837
P2_SLV	Mx_max	18490	1284	1203	-14192	14088
P2_SLV	Mx_min	17531	-1284	-1203	17716	-10837

Di seguito si riporta la combinazione eccezionale in presenza dello scalzamento a seguito di un evento di piena. In questo caso si considera che i pali siano fuori terra per effetto dello scalzamento di 3.50 m e le azioni seguenti siano applicate in sommità alla palificata e baricentriche, come riportato nella figura seguente.

Azioni Combinate		N	H _t	H _i	M _t	M _i
SLU		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
P2_Scalz.	STR_53	28404	-668	638	12637	9911
P2_Scalz.	STR_54	28404	755	565	-2485	9329
P2_Scalz.	STR_55	25576	-668	638	10839	9606
P2_Scalz.	STR_56	25576	755	565	-4283	9023
P2_Scalz.	STR_57	28707	-668	638	15255	9944
P2_Scalz.	STR_58	28707	755	565	133	9361
P2_Scalz.	STR_59	25402	-668	638	9110	9587
P2_Scalz.	STR_60	25402	755	565	-6012	9004
P2_Scalz.	STR_61	22100	-668	-374	12020	-3606
P2_Scalz.	STR_62	22100	755	-446	-3102	-4188
P2_Scalz.	STR_63	19272	-668	-374	10223	-3911
P2_Scalz.	STR_64	19272	755	-446	-4900	-4494
P2_Scalz.	STR_65	22403	-668	-374	14638	-3573
P2_Scalz.	STR_66	22403	755	-446	-484	-4155
P2_Scalz.	STR_67	19098	-668	-374	8494	-3930
P2_Scalz.	STR_68	19098	755	-446	-6629	-4512



15.6.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i risultati delle massime sollecitazioni ottenute a testa palo per le varie combinazioni

SENZA SCALZAMENTO

sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2059.2	164.5	61.8	4	5
S.2	129.3	252.1	80.4	8	24
S.3	608.4	291.0	95.8	4	20
S.4	845.5	279.1	96.4	3	19
T.1	1138.8	287.4	92.4	1	20
T.2	284.0	276.3	93.3	6	20

- S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo
P2_STR - Mx_max
S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo
P2_SLV - Mx_min
S.3: cond. di carico con Momento Massimo
P2_SLV - N_min
S.4: cond. di carico con Taglio Massimo
P2_SLV - N_max
T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)
P2_SLV - N_min
T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)
P2_SLV - N_min

CON SCALZAMENTO

sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1736.1	211.0	47.3	4	5
S.2	524.7	148.2	30.7	9	11
S.3	1736.1	211.0	47.3	4	5
S.4	1560.8	202.6	49.1	4	6
T.1	1736.1	211.0	47.3	4	5
T.2	575.9	200.3	45.6	4	16

- S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo
P2_Scalz. - STR_57
S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo
P2_Scalz. - STR_63
S.3: cond. di carico con Momento Massimo
P2_Scalz. - STR_57
S.4: cond. di carico con Taglio Massimo
P2_Scalz. - STR_58
T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)
P2_Scalz. - STR_57
T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)
P2_Scalz. - STR_68

15.7 PILA 3

15.7.1 Azioni agenti sulle palificate

Nella tabella seguente si riportano le azioni agenti. Tali carichi sono quelli di progetto ovvero riferiti a quota testa pali, intradosso fondazione. Le azioni tengono già conto del peso del plinto e del peso del terreno gravante su di esso.

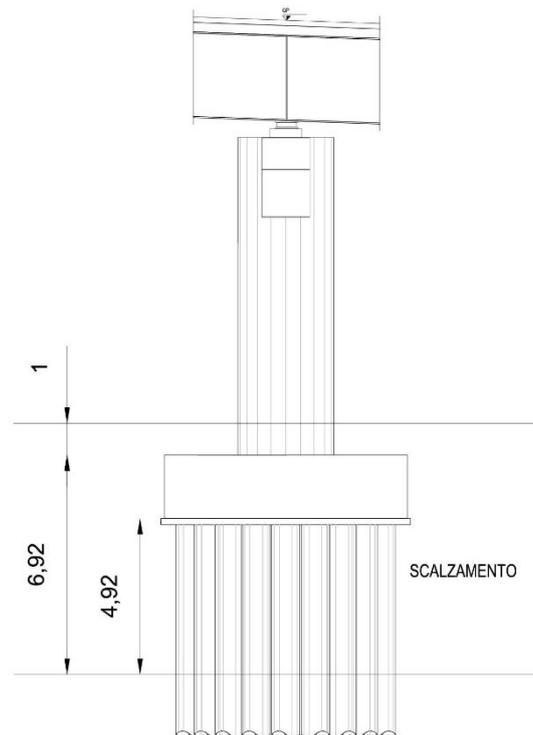
Il sistema di riferimento l'asse X = L in direzione longitudinale e l'asse Y = T in direzione trasversale, mentre l'asse Z è positivo verso il basso. La convenzione di segno è schematicamente illustrata nella figura di seguito.

Azioni Combinate		N	H _t	H _i	M _t	M _i
SLU		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
P3_STR	N_max	27301	-251	470	10379	8949
P3_STR	N_min	15950	-191	92	-30	1851
P3_STR	My_max	20826	658	760	-11349	12730
P3_STR	My_min	22901	-251	-344	10957	-2805
P3_STR	Mx_max	26637	-191	907	9497	14347
P3_STR	Mx_min	16614	237	-410	-6016	-4158
P3_EQU	N_max	23077	-220	328	11962	6218
P3_EQU	N_min	14194	-220	328	1105	5169
P3_EQU	My_max	14773	633	185	-8570	4475
P3_EQU	My_min	23077	-220	328	11962	6218
P3_EQU	Mx_max	23077	-220	328	11962	6218
P3_EQU	Mx_min	14773	633	185	-8570	4475
P3_GEO	N_max	23826	-190	319	9745	6263
P3_GEO	N_min	16259	-190	319	496	5370
P3_GEO	My_max	16752	548	195	-7889	4767
P3_GEO	My_min	23826	-190	319	9745	6263
P3_GEO	Mx_max	23826	-190	319	9745	6263
P3_GEO	Mx_min	16752	548	195	-7889	4767
P3_SLV	N_max	15768	1103	1287	-14399	15743
P3_SLV	N_min	15288	-1103	-1287	11099	-12776
P3_SLV	My_max	15768	1103	1287	-14399	15743
P3_SLV	My_min	15288	-1103	-1287	11099	-12776
P3_SLV	Mx_max	15768	1103	1287	-14399	15743
P3_SLV	Mx_min	15288	-1103	-1287	11099	-12776

Di seguito si riporta la combinazione eccezionale in presenza dello scalzamento a seguito di un evento di piena. In questo caso si considera che i pali siano fuori terra per effetto dello scalzamento di 5.00 m e le azioni seguenti siano applicate in sommità alla palificata e baricentriche, come riportato nella figura seguente.

Azioni Combinate		N	H _t	H _i	M _t	M _i
SLU		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
P3_Scalz.	STR_53	24401	-362	544	5060	8823
P3_Scalz.	STR_54	24401	489	472	-4054	8240
P3_Scalz.	STR_55	21360	-362	544	2504	8464
P3_Scalz.	STR_56	21360	489	472	-6609	7881
P3_Scalz.	STR_57	24536	-362	544	6706	8839
P3_Scalz.	STR_58	24536	489	472	-2408	8256

P3_Scalz.	STR_59	21345	-362	544	1706	8462
P3_Scalz.	STR_60	21345	489	472	-7407	7880
P3_Scalz.	STR_61	18967	-362	-270	5637	-2931
P3_Scalz.	STR_62	18967	489	-343	-3476	-3514
P3_Scalz.	STR_63	15925	-362	-270	3082	-3290
P3_Scalz.	STR_64	15925	489	-343	-6031	-3873
P3_Scalz.	STR_65	19101	-362	-270	7283	-2915
P3_Scalz.	STR_66	19101	489	-343	-1830	-3498
P3_Scalz.	STR_67	15911	-362	-270	2284	-3292
P3_Scalz.	STR_68	15911	489	-343	-6830	-3875



15.7.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i risultati delle massime sollecitazioni ottenute a testa palo per le varie combinazioni

SENZA SCALZAMENTO

sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1695.1	127.8	49.1	4	5
S.2	-25.8	243.9	73.6	18	19
S.3	755.3	277.1	93.3	3	19
S.4	755.3	277.1	93.3	3	19
T.1	1267.6	270.3	93.0	6	19
T.2	116.2	270.1	92.7	6	20

S.1: cond. di carico con sforzo Normale Massimo
P3_STR - Mx_max
S.2: cond. di carico con sforzo Normale Minimo

- P3_SLV - N_max
S.3: cond. di carico con Momento Massimo
P3_SLV - N_max
S.4: cond. di carico con Taglio Massimo
P3_SLV - N_max
T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)
P3_SLV - N_max
T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)
P3_SLV - N_min

CON SCALZAMENTO

Sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1417.4	155.5	29.0	5	5
S.2	444.0	161.7	29.7	4	16
S.3	1070.6	179.0	33.7	4	8
S.4	1230.7	174.4	33.8	3	6
T.1	1391.5	169.2	33.1	6	5
T.2	444.0	161.7	29.7	4	16

- S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo
P3_Scalz. - STR_57
S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo
P3_Scalz. - STR_68
S.3: cond. di carico con Momento Massimo
P3_Scalz. - STR_60
S.4: cond. di carico con Taglio Massimo
P3_Scalz. - STR_58
T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)
P3_Scalz. - STR_57
T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)
P3_Scalz. - STR_68

15.8 SPALLA 2

15.8.1 Azioni agenti sulle palificate

Nella tabella seguente si riportano le azioni agenti. Tali carichi sono quelli di progetto ovvero riferiti a quota testa pali, intradosso fondazione. Le azioni tengono già conto del peso del plinto e del peso del terreno gravante su di esso.

Il sistema di riferimento l'asse X = L in direzione longitudinale e l'asse Y = T in direzione trasversale, mentre l'asse Z è positivo verso il basso. La convenzione di segno è schematicamente illustrata nella figura di seguito.

Azioni Combinate		N	H _t	H _i	M _t	M _i
SLU		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SP2	STR 1_UI-1	18500	-622	3207	3957	-7564
SP2	STR 1_UI-2	18500	0	3207	-595	-7564
SP2	STR 2_UII-1	22750	-585	3963	2596	-19482
SP2	STR 2_UII-2	19293	-585	3963	8235	-11243
SP2	STR 2_UII-3	22750	-585	3963	2596	-5305
SP2	STR 2_UII-4	19776	-585	3963	3684	-12393
SP2	STR 3_UIII-1	23613	-597	3961	2621	-21561
SP2	STR 3_UIII-2	20156	-597	3961	8260	-13322

SP2	STR 3_UIII-3	23613	-597	3961	2621	-7384
SP2	STR 3_UIII-4	20639	-597	3961	3709	-14473
SP2	STR 4_UIV-1	22750	-585	3963	2596	-19482
SP2	STR 4_UIV-2	19293	-585	3963	8235	-11243
SP2	STR 4_UIV-3	22750	-585	3963	2596	-5305
SP2	STR 4_UIV-4	19776	-585	3963	3684	-12393

SP2	GEO 1_UI-1	13673	-539	2667	3499	-7662
SP2	GEO 1_UI-2	13673	-477	2667	3044	-7662
SP2	GEO 2_UII-1	17294	-507	3485	2336	-16543
SP2	GEO 2_UII-2	14349	-507	3485	7139	-9525
SP2	GEO 2_UII-3	17294	-507	3485	2336	-4467
SP2	GEO 2_UII-4	14760	-507	3485	3262	-10505
SP2	GEO 3_UIII-1	18042	-517	3483	2357	-18345
SP2	GEO 3_UIII-2	15097	-517	3483	7161	-11327
SP2	GEO 3_UIII-3	18042	-517	3483	2357	-6268
SP2	GEO 3_UIII-4	15508	-517	3483	3284	-12307
SP2	GEO 4_UV-1	17294	-507	3485	2336	-16543
SP2	GEO 4_UV-2	14349	-507	3485	7139	-9525
SP2	GEO 4_UV-3	17294	-507	3485	2336	-4467
SP2	GEO 4_UV-4	14760	-507	3485	3262	-10505

SP2	STR 5_FI	8783	-83	0	340	-1483
SP2	STR 6_FII-1	11144	-130	533	79	-7275
SP2	STR 6_FII-2	9224	-130	533	3212	-2698
SP2	STR 6_FII-3	11144	-130	533	79	601
SP2	STR 6_FII-4	9492	-130	533	684	-3337

SP2	Sisma 1	14088	455	5417	-1233	-19267
SP2	Sisma 2	14381	1513	4795	-3138	-17486
SP2	Sisma 3	14078	454	4795	-1223	-16714
SP2	Sisma 4	14088	455	4553	-1233	-16265
SP2	Sisma 5	14381	1513	3931	-3138	-14484
SP2	Sisma 6	14078	454	1915	-1223	-6707

15.8.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i risultati delle massime sollecitazioni ottenute a testa palo per le varie combinazioni

sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2588.8	656.8	333.8	1	7
S.2	609.0	90.5	45.8	12	31
S.3	1545.0	839.7	453.0	1	34
S.4	1545.0	839.7	453.0	1	34
T.1	1571.7	839.7	453.0	10	34
T.2	776.3	839.7	453.0	3	34

S.1: cond. di carico con sforzo Normale Massimo

- SP2 - STR 3_UIII-1
 S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo
 SP2 - STR 6_ FII-2
 S.3: cond. di carico con Momento Massimo
 SP2 - Sisma 1
 S.4: cond. di carico con Taglio Massimo
 SP2 - Sisma 1
 T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)
 SP2 - Sisma 1
 T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)
 SP2 - Sisma 1

15.9 LUNGHEZZA PALI

Sulla base dei risultati delle analisi delle palificate e del calcolo delle curve di capacità portante dei singoli pali nelle varie combinazioni di carico, nella tabella seguente si riportano le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione.

OPERA	PALIFICATA	L [m]	Q _d COMPRESSIONE kN	N _{MAX} COMPRESSIONE kN	FS
SPALLA 1	N°16 pali	24.0	2999	2751	1.09
PILA 1	N°24 pali	26.0	2674	2528	1.06
PILA 2	N°24 pali	24.0	2411	2059	1.17
		24.0 (*)	2250	1736	1.30
PILA 3	N°24 pali	22.0	2435	1695	1.44
		22.0 (**)	2375	1417	1.68
SPALLA 2	N°12 pali	18.0	3408	2589	1.32

(*) La lunghezza dei pali tiene già conto di uno scalzamento di 3.50 m sui pali stessi. Per cui il tratto di palo portante è di 20.50 m.

(**) La lunghezza dei pali tiene già conto di uno scalzamento di 5.00 m sui pali stessi. Per cui il tratto di palo portante è di 17.0 m.

16 VERIFICHE STRUTTURALI PALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. dei pali di fondazione, divise per Spalle e Pile, riprendendo le sollecitazioni sopra riportate. Si considera un copriferro pari a 7.5 cm desunta dall'EC2, cap.4.4.1.3, par. (4), dove è raccomandato tale valore "per le parti di struttura contro terra". Il calcestruzzo è di tipo Rck 32/40 (UNI 11104 classe esposizione XC2-XA1) ed una armatura:

- Spalla 1 e Pile 1, 2 e 3: n°20 ϕ 20 e spirale ϕ 12/20
- Spalla 2: n°28 ϕ 20 e spirale ϕ 12/20

16.1 SPALLA 1

Sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLU, SLV

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2751.0	293.3	175.1	1	5
S.2	936.0	66.6	53.1	4	32
S.3	1490.9	415.8	269.5	1	31
S.4	1490.9	415.8	269.5	1	31
T.1	2751.0	293.3	175.1	1	5
T.2	1361.0	415.8	269.5	16	31

Sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2079.8	202.5	118.1	1	11
S.2	1099.7	202.5	118.1	16	11
S.3	1901.5	209.3	126.9	1	12
S.4	1626.9	202.9	126.9	1	6
T.1	2079.8	202.5	118.1	1	11
T.2	1099.7	202.5	118.1	16	11

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	90.65	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. caratt. a rottura ftk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. a snerv. di progetto fyd:		3913.0	daN/cm ²
Resist. ultima di progetto ftd:		3913.0	daN/cm ²
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	

Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 * \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	88.0	cm
Barre circonferenza:	20Ø20	(62.8 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	9.7	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	275100	29330	17510	0
2	93600	6660	5310	0
3	149090	41580	26950	0
4	275100	29330	17510	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	207980	20250
2	109970	20250
3	190150	20930

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	207980	20250 (0)
2	109970	20250 (62304)
3	190150	20930 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	10.7	cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe:	7.5	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	275100	29330	275116	132464	4.516	8.3	---	---	62.8 (18.2)
2	S	93600	6660	93610	102099	15.330	19.2	---	---	62.8 (18.2)
3	S	149090	41580	149106	113528	2.730	15.7	---	---	62.8 (18.2)
4	S	275100	29330	275116	132464	4.516	8.3	---	---	62.8 (18.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	44.0	0.00255	34.3	-0.00418	-34.3
2	0.00350	44.0	0.00213	34.3	-0.00754	-34.3
3	0.00350	44.0	0.00230	34.3	-0.00619	-34.3
4	0.00350	44.0	0.00255	34.3	-0.00418	-34.3

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	17510	167899	59794	79.5 54.0	2.500	1.249	3.3
2	S	5310	154162	65353	77.0 59.1	2.500	1.085	0.9
3	S	26950	159086	63480	78.1 57.4	2.500	1.135	4.8
4	S	17510	167899	59794	79.5 54.0	2.500	1.249	3.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

1	S	55.1	-44.0	4.1	44.0	146	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	42.9	-44.0	0.0	44.0	-107	34.3	24.3	781	9.4	----
3	S	53.4	-44.0	0.7	44.0	98	34.3	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

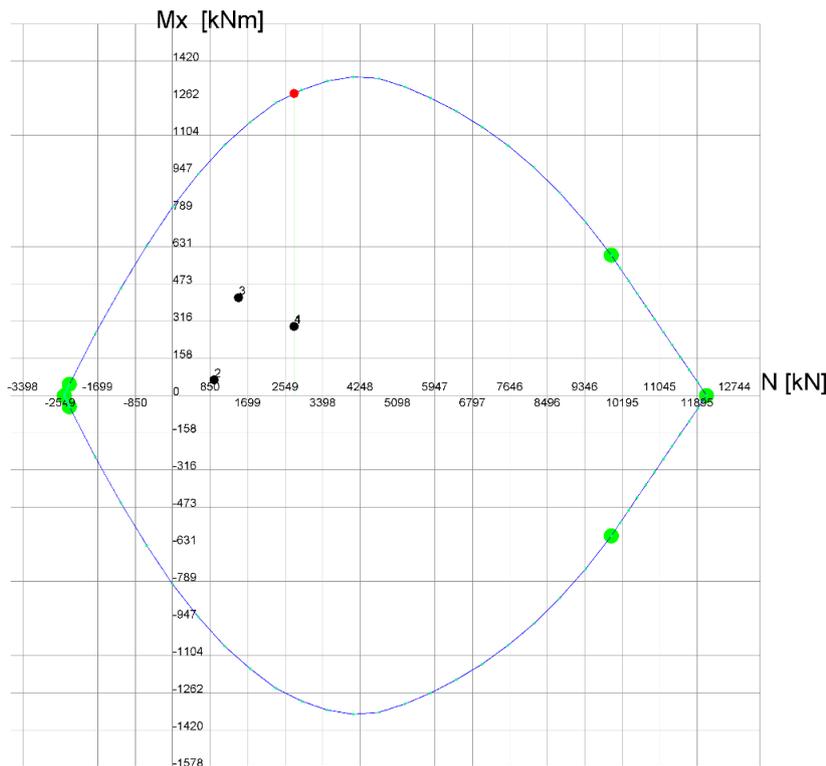
N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00003	0.00041		----	----	----	----	0	
2	S	-0.00010	0.00032		0.50	0.600.000032	(0.000032)	5770.019 (990.00)	62304	
3	S	0.00001	0.00040		----	----	----	----	0	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	55.1	-44.0	4.1	44.0	146	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	42.9	-44.0	0.0	44.0	-107	34.3	24.3	781	9.4	----
3	S	53.4	-44.0	0.7	44.0	98	34.3	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00003	0.00041		----	----	----	----	0	
2	S	-0.00010	0.00032		0.50	0.400.000032	(0.000032)	577 0.019 (0.20)	62304	
3	S	0.00001	0.00040		----	----	----	----	0	



Passo Momenti Mx griglia = 158 kNm Passo Sforzo Normale N = 850 kN

16.2 PILA 1

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLU, SLV

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2527.6	132.7	76.9	3	5
S.2	-167.3	269.9	111.7	11	19
S.3	967.8	324.4	146.5	2	20
S.4	998.1	306.1	147.8	2	19
T.1	1785.6	297.4	120.2	12	20
T.2	-147.9	285.7	128.4	5	20

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1869.8	75.2	28.7	2	1
S.2	541.5	36.7	16.5	9	2
S.3	1869.8	75.2	28.7	2	1
S.4	1583.0	74.0	30.8	4	1
T.1	1869.8	75.2	28.7	2	1
T.2	620.2	65.8	19.8	8	5

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40
Resistenza compress. di progetto fcd: 181.30 daN/cm²

Resistenza compress. ridotta fcd':	90.65	daN/cm ²
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	88.0	cm
Barre circonferenza:	20Ø20	(62.8 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	9.7	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	257260	13270	7690	0
2	-16730	26990	11170	0
3	96780	32440	14650	0
4	99810	30610	14780	0
5	178560	29740	12020	0
6	-14790	28570	12840	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	186980	7250
2	54150	3670
3	158300	7400
4	62020	6580

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	186980	7520 (0)

2	54150	3670 (0)
3	158300	7400 (0)
4	62020	6580 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	10.7	cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe:	7.5	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm ²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	257260	13270	257239	130329	9.821	9.4	---	---	62.8 (18.2)
2	S	-16730	26990	-16747	75025	2.780	25.7	---	---	62.8 (18.2)
3	S	96780	32440	96778	102789	3.169	19.0	---	---	62.8 (18.2)
4	S	99810	30610	99833	103454	3.380	18.8	---	---	62.8 (18.2)
5	S	178560	29740	178578	118414	3.982	14.0	---	---	62.8 (18.2)
6	S	-14790	28570	-14799	75560	2.645	25.5	---	---	62.8 (18.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	44.0	0.00252	34.3	-0.00441	-34.3
2	0.00350	44.0	0.00165	34.3	-0.01144	-34.3
3	0.00350	44.0	0.00214	34.3	-0.00746	-34.3
4	0.00350	44.0	0.00215	34.3	-0.00738	-34.3
5	0.00350	44.0	0.00237	34.3	-0.00565	-34.3
6	0.00350	44.0	0.00166	34.3	-0.01134	-34.3

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]

Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	AsT
1	S	7690	167081	60210	79.6 54.4	2.500	1.233	1.4
2	S	11170	139601	69915	70.7 63.2	2.500	1.000	1.8
3	S	14650	154371	65274	77.0 59.0	2.500	1.088	2.5
4	S	14780	154561	65196	76.9 58.9	2.500	1.091	2.6
5	S	12020	162238	62418	79.2 56.4	2.500	1.162	2.2
6	S	12840	139499	69866	70.7 63.1	2.500	1.000	2.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	35.7	-44.0	17.5	44.0	293	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	12.3	-44.0	3.1	44.0	62	34.3	0.0	0	0.0	----
3	S	31.8	-44.0	13.2	44.0	229	34.3	0.0	0	0.0	----
4	S	17.1	-44.0	0.6	44.0	36	34.3	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00013	0.00027		----	----	----	----	0	
2	S	0.00002	0.00009		----	----	----	----	0	
3	S	0.00010	0.00024		----	----	----	----	0	
4	S	0.00000	0.00013		----	----	----	----	0	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	36.1	-44.0	17.2	44.0	289	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	12.3	-44.0	3.1	44.0	62	34.3	0.0	0	0.0	----
3	S	31.8	-44.0	13.2	44.0	229	34.3	0.0	0	0.0	----
4	S	17.1	-44.0	0.6	44.0	36	34.3	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00013	0.00027		----	----	----	----	0	
2	S	0.00002	0.00009		----	----	----	----	0	
3	S	0.00010	0.00024		----	----	----	----	0	

4 S 0.00000 0.00013 --- --- --- --- --- 0

16.3 PILA 2

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLU, SLV

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2059.2	164.5	61.8	4	5
S.2	129.3	252.1	80.4	8	24
S.3	608.4	291.0	95.8	4	20
S.4	845.5	279.1	96.4	3	19
T.1	1138.8	287.4	92.4	1	20
T.2	284.0	276.3	93.3	6	20

sollecitazioni massime in sommita' ai pali - SLU con scalzamento

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1736.1	211.0	47.3	4	5
S.2	524.7	148.2	30.7	9	11
S.3	1736.1	211.0	47.3	4	5
S.4	1560.8	202.6	49.1	4	6
T.1	1736.1	211.0	47.3	4	5
T.2	575.9	200.3	45.6	4	16

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1548.8	83.3	25.4	3	1
S.2	533.5	50.8	15.4	14	2
S.3	1548.8	83.3	25.4	3	1
S.4	1320.8	81.5	26.3	6	1
T.1	1548.8	83.3	25.4	3	1
T.2	610.0	66.5	16.7	13	5

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30 daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	90.65 daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	30.20 daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00 daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00 daN/cm ²
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm ²

Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	88.0	cm
Barre circonferenza:	20Ø20	(62.8 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	9.7	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	205920	16450	6180	0
2	12930	25210	8040	0
3	60840	29100	9580	0
4	84550	27910	9640	0
5	113880	28740	9240	0
6	28400	27630	9230	0
7	173610	21100	4730	0
8	52470	14820	3070	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	154880	8330
2	53350	5080
3	61000	6650

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	154880	8330 (0)
2	53350	5080 (0)
3	61000	6650 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	10.7	cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe:	7.5	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm ²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	205920	16450	205932	122761	7.463	12.4	---	---	62.8 (18.2)
2	S	12930	25210	12923	83074	3.295	23.9	---	---	62.8 (18.2)
3	S	60840	29100	60823	94794	3.258	21.1	---	---	62.8 (18.2)
4	S	84550	27910	84551	100107	3.587	19.7	---	---	62.8 (18.2)
5	S	113880	28740	113888	106455	3.704	18.0	---	---	62.8 (18.2)
6	S	28400	27630	28412	87173	3.155	22.9	---	---	62.8 (18.2)
7	S	173610	21100	173591	117602	5.574	14.3	---	---	62.8 (18.2)
8	S	52470	14820	52448	92889	6.268	21.5	---	---	62.8 (18.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	44.0	0.00242	34.3	-0.00518	-34.3
2	0.00350	44.0	0.00181	34.3	-0.01011	-34.3
3	0.00350	44.0	0.00202	34.3	-0.00846	-34.3
4	0.00350	44.0	0.00210	34.3	-0.00778	-34.3
5	0.00350	44.0	0.00220	34.3	-0.00703	-34.3
6	0.00350	44.0	0.00189	34.3	-0.00949	-34.3
7	0.00350	44.0	0.00236	34.3	-0.00574	-34.3
8	0.00350	44.0	0.00199	34.3	-0.00871	-34.3

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	AST
1	S	6180	163711	61755	79.1 55.8	2.500	1.187	1.1
2	S	8040	142089	68690	72.4 62.1	2.500	1.012	1.3
3	S	9580	149980	66594	75.5 60.2	2.500	1.055	1.6
4	S	9640	151602	66010	75.5 59.7	2.500	1.077	1.7

5	S	9240	155431	64835	76.9 58.6	2.500	1.103	1.6
6	S	9230	145469	67822	74.0 61.3	2.500	1.026	1.5
7	S	4730	161958	62537	79.2 56.5	2.500	1.157	0.9
8	S	3070	147221	67241	74.0 60.8	2.500	1.048	0.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	32.5	-44.0	11.6	44.0	208	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	14.0	-44.0	1.2	44.0	39	34.3	0.0	0	0.0	----
3	S	17.0	-44.0	0.3	44.0	32	34.3	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00009	0.00024	----	----	----	----	----	0	
2	S	0.00001	0.00010	----	----	----	----	----	0	
3	S	0.00000	0.00013	----	----	----	----	----	0	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	32.5	-44.0	11.6	44.0	208	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	14.0	-44.0	1.2	44.0	39	34.3	0.0	0	0.0	----
3	S	17.0	-44.0	0.3	44.0	32	34.3	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00009	0.00024	----	----	----	----	----	0	
2	S	0.00001	0.00010	----	----	----	----	----	0	
3	S	0.00000	0.00013	----	----	----	----	----	0	

16.4 PILA 3

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLU, SLV

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1695.1	127.8	49.1	4	5

S.2	-25.8	243.9	73.6	18	19
S.3	755.3	277.1	93.3	3	19
S.4	755.3	277.1	93.3	3	19
T.1	1267.6	270.3	93.0	6	19
T.2	116.2	270.1	92.7	6	20

sollecitazioni massime in sommita' ai pali - SLU con scalzamento

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1417.4	155.5	29.0	5	5
S.2	444.0	161.7	29.7	4	16
S.3	1070.6	179.0	33.7	4	8
S.4	1230.7	174.4	33.8	3	6
T.1	1391.5	169.2	33.1	6	5
T.2	444.0	161.7	29.7	4	16

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1236.5	56.2	19.4	3	1
S.2	458.9	32.6	11.6	16	2
S.3	1138.8	56.8	20.6	6	1
S.4	1138.8	56.8	20.6	6	1
T.1	1236.5	56.2	19.4	3	1
T.2	458.9	32.6	11.6	16	2

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	90.65	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	88.0	cm
Barre circonferenza:	20Ø20	(62.8 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	9.7	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	169510	12780	4910	0
2	-2580	24390	7360	0
3	75530	27710	9330	0
4	126760	27030	9300	0
5	11620	27010	9270	0
6	141740	15550	2900	0
7	44400	16170	2970	0
8	107060	17900	3370	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	123650	5620
2	45890	3260
3	113880	5680
4	45890	3260

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	123650	5620 (0)
2	45890	3260 (0)
3	113880	5680 (0)
4	45890	3260 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm
Interferro massimo barre longitudinali: 10.7 cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe: 7.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	169510	12780	169527	116934	9.150	14.6	---	---	62.8 (18.2)
2	S	-2580	24390	-2583	78897	3.235	24.8	---	---	62.8 (18.2)

3	S	75530	27710	75554	98109	3.541	20.2	---	---	62.8 (18.2)
4	S	126760	27030	126771	109102	4.036	17.1	---	---	62.8 (18.2)
5	S	11620	27010	11604	82721	3.063	23.9	---	---	62.8 (18.2)
6	S	141740	15550	141754	112110	7.210	16.2	---	---	62.8 (18.2)
7	S	44400	16170	44372	91040	5.630	22.0	---	---	62.8 (18.2)
8	S	107060	17900	107048	105012	5.867	18.4	---	---	62.8 (18.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	44.0	0.00235	34.3	-0.00581	-34.3
2	0.00350	44.0	0.00173	34.3	-0.01078	-34.3
3	0.00350	44.0	0.00207	34.3	-0.00803	-34.3
4	0.00350	44.0	0.00224	34.3	-0.00670	-34.3
5	0.00350	44.0	0.00181	34.3	-0.01017	-34.3
6	0.00350	44.0	0.00228	34.3	-0.00635	-34.3
7	0.00350	44.0	0.00196	34.3	-0.00896	-34.3
8	0.00350	44.0	0.00217	34.3	-0.00720	-34.3

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	4910	161722	62634	79.2 56.6	2.500	1.154	0.9
2	S	7360	138844	69549	70.7 62.9	2.500	1.000	1.2
3	S	9330	150994	66233	75.5 59.9	2.500	1.068	1.6
4	S	9300	157883	64082	78.2 57.9	2.500	1.115	1.6
5	S	9270	142000	68725	72.4 62.1	2.500	1.011	1.5
6	S	2900	158692	63677	78.2 57.6	2.500	1.129	0.5
7	S	2970	146635	67433	74.0 60.9	2.500	1.040	0.5
8	S	3370	155022	65014	76.9 58.8	2.500	1.097	0.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)

Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	24.7	-44.0	10.5	44.0	181	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	10.6	-44.0	2.4	44.0	50	34.3	0.0	0	0.0	----
3	S	23.4	-44.0	9.1	44.0	160	34.3	0.0	0	0.0	----
4	S	10.6	-44.0	2.4	44.0	50	34.3	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm Distanza massima in mm tra le fessure
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00008	0.00019		----	----	----	----	0	
2	S	0.00002	0.00008		----	----	----	----	0	
3	S	0.00007	0.00018		----	----	----	----	0	
4	S	0.00002	0.00008		----	----	----	----	0	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	24.7	-44.0	10.5	44.0	181	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	10.6	-44.0	2.4	44.0	50	34.3	0.0	0	0.0	----
3	S	23.4	-44.0	9.1	44.0	160	34.3	0.0	0	0.0	----
4	S	10.6	-44.0	2.4	44.0	50	34.3	0.0	0	0.0	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00008	0.00019		----	----	----	----	0	
2	S	0.00002	0.00008		----	----	----	----	0	
3	S	0.00007	0.00018		----	----	----	----	0	
4	S	0.00002	0.00008		----	----	----	----	0	

16.5 SPALLA 2

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLU, SLV

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2588.8	656.8	333.8	1	7
S.2	609.0	90.5	45.8	12	31
S.3	1545.0	839.7	453.0	1	34
S.4	1545.0	839.7	453.0	1	34
T.1	1571.7	839.7	453.0	10	34
T.2	776.3	839.7	453.0	3	34

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1853.9	527.2	274.2	1	14
S.2	909.4	449.1	246.8	12	4
S.3	1853.9	527.2	274.2	1	14
S.4	1853.9	527.2	274.2	1	14
T.1	1853.9	527.2	274.2	1	14
T.2	1010.4	527.2	274.2	12	14

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	90.65	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. caratt. a rottura ftk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. a snerv. di progetto fyd:		3913.0	daN/cm ²
Resist. ultima di progetto ftd:		3913.0	daN/cm ²
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef:		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. β1*β2:		1.00	
Coeff. Aderenza differito β1*β2:		0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	88.0	cm
Barre circonferenza:	28Ø20	(88.0 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	9.7	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	258880	65680	33380	0
2	60900	9050	4580	0
3	154500	83970	45300	0
4	77630	83970	45300	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	185390	52720
2	90940	44910
3	185390	52720

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	185390	52720 (42672)
2	90940	44910 (33215)
3	185390	52720 (42672)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm
Interferro massimo barre longitudinali: 7.7 cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe: 7.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	258880	65680	258876	151621	2.308	8.3	---	---	88.0 (18.2)
2	S	60900	9050	60890	120085	13.269	18.8	---	---	88.0 (18.2)
3	S	154500	83970	154505	137462	1.637	13.9	---	---	88.0 (18.2)
4	S	77630	83970	77615	123489	1.471	17.9	---	---	88.0 (18.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	44.0	0.00255	34.3	-0.00418	-34.3
2	0.00350	44.0	0.00215	34.3	-0.00738	-34.3
3	0.00350	44.0	0.00237	34.3	-0.00560	-34.3
4	0.00350	44.0	0.00220	34.3	-0.00701	-34.3

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm

Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	33380	165928	59796	79.5 54.0	2.500	1.235	6.3
2	S	4580	149549	65192	76.9 58.9	2.500	1.055	0.8
3	S	45300	158987	62347	79.2 56.4	2.500	1.140	8.2
4	S	45300	150756	64818	76.9 58.6	2.500	1.070	7.9

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	101.7	-44.0	0.0	44.0	-768	34.3	24.3	1676	28.3	----
2	S	88.8	-44.0	0.0	44.0	-1255	34.3	24.3	2049	34.6	----
3	S	101.7	-44.0	0.0	44.0	-768	34.3	24.3	1676	28.3	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

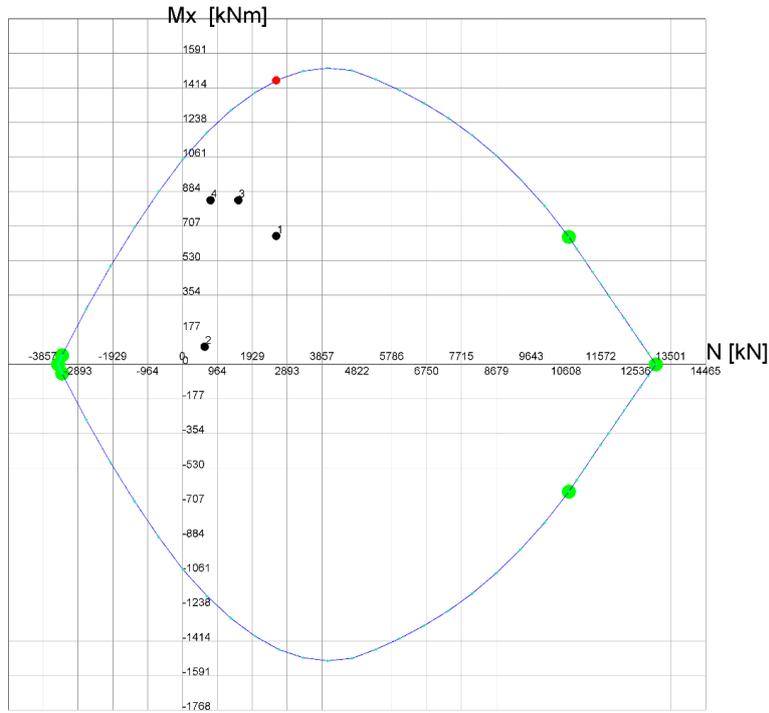
N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00053	0.00076		0.50	0.600.000230 (0.000230)	4970.115 (990.00)		42672	
2	S	-0.00079	0.00067		0.50	0.600.000377 (0.000377)	4970.187 (990.00)		33215	
3	S	-0.00053	0.00076		0.50	0.600.000230 (0.000230)	4970.115 (990.00)		42672	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	101.7	-44.0	0.0	44.0	-768	34.3	24.3	1676	28.3	----
2	S	88.8	-44.0	0.0	44.0	-1255	34.3	24.3	2049	34.6	----
3	S	101.7	-44.0	0.0	44.0	-768	34.3	24.3	1676	28.3	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00053	0.00076		0.50	0.400.000230 (0.000230)	497	0.115 (0.20)	42672	
2	S	-0.00079	0.00067		0.50	0.400.000377 (0.000377)	497	0.187 (0.20)	33215	
3	S	-0.00053	0.00076		0.50	0.400.000230 (0.000230)	497	0.115 (0.20)	42672	



17 CARICO LIMITE TRASVERSALE

Per verificare il carico limite trasversale, si considerano i pali incastrati in sommità. Le verifiche vengono condotte per i pali isolati delle due spalle. Mentre i pali delle pile essendo un blocco, la verifica a carico limite deve essere condotta per l'intero blocco di fondazione. Essendo ampiamente verificata, viene omessa.

Si considera la seguente armatura:

- Spalla 1: n°20 ϕ 20 e spirale ϕ 12/20
- Spalla 2: n°28 ϕ 20 e spirale ϕ 12/20

Si verifica facilmente, di seguito, che il comportamento di rottura è a "pali lunghi", cioè la rottura si verifica con la formazione di due cerniere plastiche, una in testa ed una più in profondità lungo il fusto. Essendo il modello di verifica al carico limite orizzontale di tipo semplificato (Broms, 1964), essendo i pali di fondazione immersi in terreni incoerenti, come detto essendo il modello di rottura a "palo lungo", si eseguono le seguenti verifiche adottando, come previsto da normativa (par. 6.4.3.1.2) l'Approccio 2.

17.1 SPALLA 1

Considerando l'armatura suddetta, il taglio massimo $T_{max} = 269.50$ kN si ha con uno sforzo normale minimo pari a $N_{min} = 1148$ kN. Da cui il momento di plasticizzazione risulta $M_y = 1060$ kNm.

Per la verifica si considera la testa palo all'interno dell'Unità Ga coesiva. Da cui:

Carico Limite Orizzontale di un PALO in terreni COESIVI			
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA			
Cu =	150 kPa	coesione non drenata	
d =	0.88 m	diametro palo	
L =	24 m	lunghezza palo	
My =	1060 kNm	momento di plasticizzazione della sezione	
$\gamma_T =$	1	R1	
	1.6	R2	
	1.3	R3	
$\epsilon_4 =$	1.7	Fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate	
Palo CORTO	$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$		$H_{LIM1} = 26944$ kN
Palo INTERMEDIO	$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3} + 4.5}$		$H_{LIM2} = 10365$ kN
Palo LUNGO	$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$		$H_{LIM3} = 1170$ kN
			$H_{LIM} = \min(H_{LIM1}, H_{LIM2}, H_{LIM3}) = 1170$ kN
		R1	$H_{FSUM} = 688$ kN
		R2	$H_{FSUM} = 430$ kN
		R3	$H_{FSUM} = 529$ kN

Come riportato di seguito, si ottiene una resistenza trasversale di progetto pari a:

$$H_d = 529 \text{ kN} > H_{\text{PROG.}} = 269.50 \text{ kN}$$

17.2 SPALLA 2

Considerando l'armatura suddetta, il taglio massimo $T_{\text{max}} = 453 \text{ kN}$ si ha con uno sforzo normale minimo pari a $N_{\text{min}} = 776.3 \text{ kN}$. Da cui il momento di plasticizzazione risulta $M_y = 1100 \text{ kNm}$.

Per la verifica si considera la testa palo all'interno dell'Unità Aa incoerente. Da cui:

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)

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

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

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

DATI DI IMPUT:

L =	22.00	(m)
D =	0.88	(m)
M_y =	1100.00	(kNm)
F_s =	2.21	(-)
φ' =	38.00	(°)
k_p =	4.20	(-)
γ =	19.50	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 =	52370.94	(kN)	H1/ F_s =	23697.26	(kN)
------	----------	------	-------------	----------	------

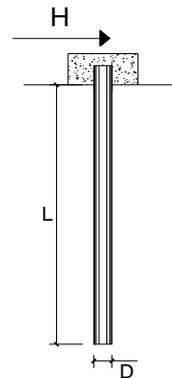
Palo intermedio:

H2 =	17506.98	(kN)	H2/ F_s =	7921.71	(kN)
------	----------	------	-------------	---------	------

Palo lungo:

H3 =	1056.57	(kN)	H3/ F_s =	478.08	(kN)
------	---------	------	-------------	--------	------

$H = \min(H1, H2, H3) = 1056.57 \text{ (kN)}$ palo lungo



Come riportato di seguito, si ottiene una resistenza trasversale di progetto pari a:

$$H_d = 478 \text{ kN} > H_{\text{PROG.}} = 453.0 \text{ kN}$$

18 CEDIMENTO PALI DI FONDAZIONE

Le spalle e le pile del nuovo ponte Ellero sono attestata su pali di grande diametro D=880mm di lunghezza compresa tra 18.0 e 26.0 m. In particolare la Spalla è costituita da n°16 pali di lunghezza pari a 24.0 m e la Spalla 2 da n°12 pali di lunghezza pari a 18.0 m.

La Pila 1, 2 e 3 è costituita da n°24 pali di lunghezza rispettivamente 26.0, 24,0 e 22.0 m disposti su una circonferenza di diametro 7.60 m che costituisce la fondazione.

18.1 CEDIMENTI PALI SINGOLI E GRUPPO

In particolare la curva carico-cedimento del singolo palo è stata determinata per la Pila 1 che presenta i carichi maggiori.

La valutazione della curva carico-cedimento del palo isolato è stata effettuata con il programma APAL che utilizza il metodo delle curve di trasferimento riferite al fusto ed alla base dei pali sviluppate da Reese e O'Neill (curve t-s e q-s). In base a tale metodo:

- il palo è schematizzato con un elemento cilindrico, suddiviso in conci, caratterizzato da un modulo elastico E_p ;
- il legame tra palo e terreno viene schematizzato come indicato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**; le curve di trasferimento per adesione laterale sono di tipo bilaterale (vedasi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), definite dal valore limite della τ nel punto considerato e dallo spostamento relativo limite tra palo e terreno. Lo spostamento limite è stato assunto per i terreni in esame pari a 5 mm, in accordo con numerose risultanze sperimentali disponibili in bibliografia.
- la curva di trasferimento per la base è di tipo iperbolico (vedasi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**). Si ipotizza che la portata di base limite venga raggiunta per una frazione k del diametro D del palo. L'interpolazione delle curve per le sabbie (Duncan e Champ) e per le argille (Burland – Whitaker) risulta soddisfacente adottando le seguenti relazioni:

$$P_b = [Q_{bl} / 0.9 \cdot E_{si} \cdot s] / [(Q_{bl} / 0.9) + (E_{si} \cdot s)]$$

dove:

$$E_{si} = (Q_{bl} / 0.9) / C \cdot k \cdot D$$

$Q_{bl} / 0.9$ = portata limite teorica asintotica

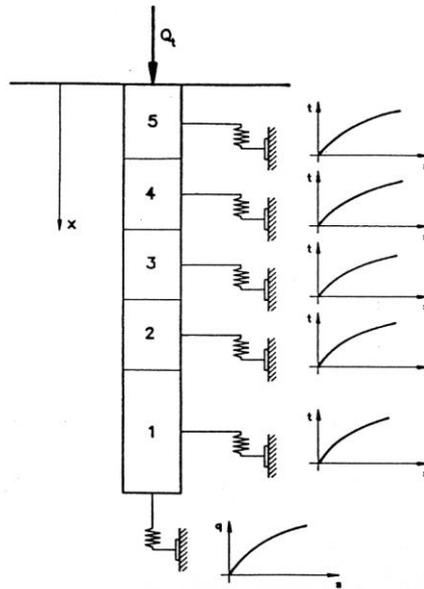
s = spostamento generico

C = coefficiente caratteristico della curva

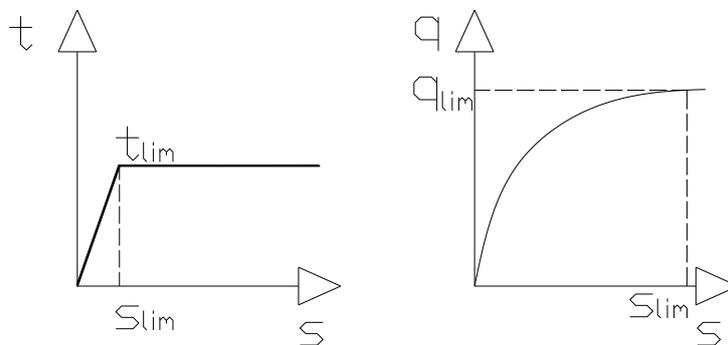
D = diametro del palo.

La curva di base è dunque definita dalla portata limite, dal coefficiente k che determina lo spostamento limite e da C che influenza la forma della curva iperbolica.

I valori di tensione laterale limite e di portata di base limite adottati per la definizione delle curve carico - cedimento, sono quelli utilizzati per la capacità portante dei pali e riportati nella Relazione Geotecnica nel paragrafo di dimensionamento dei pali di fondazione.



Legame ideale palo-terreno



Curve di trasferimento (laterale e base)

La curva carico-cedimento del palo isolato è stata determinata assegnando diversi valori di carico in sommità ed ottenendo i corrispondenti valori di cedimento.

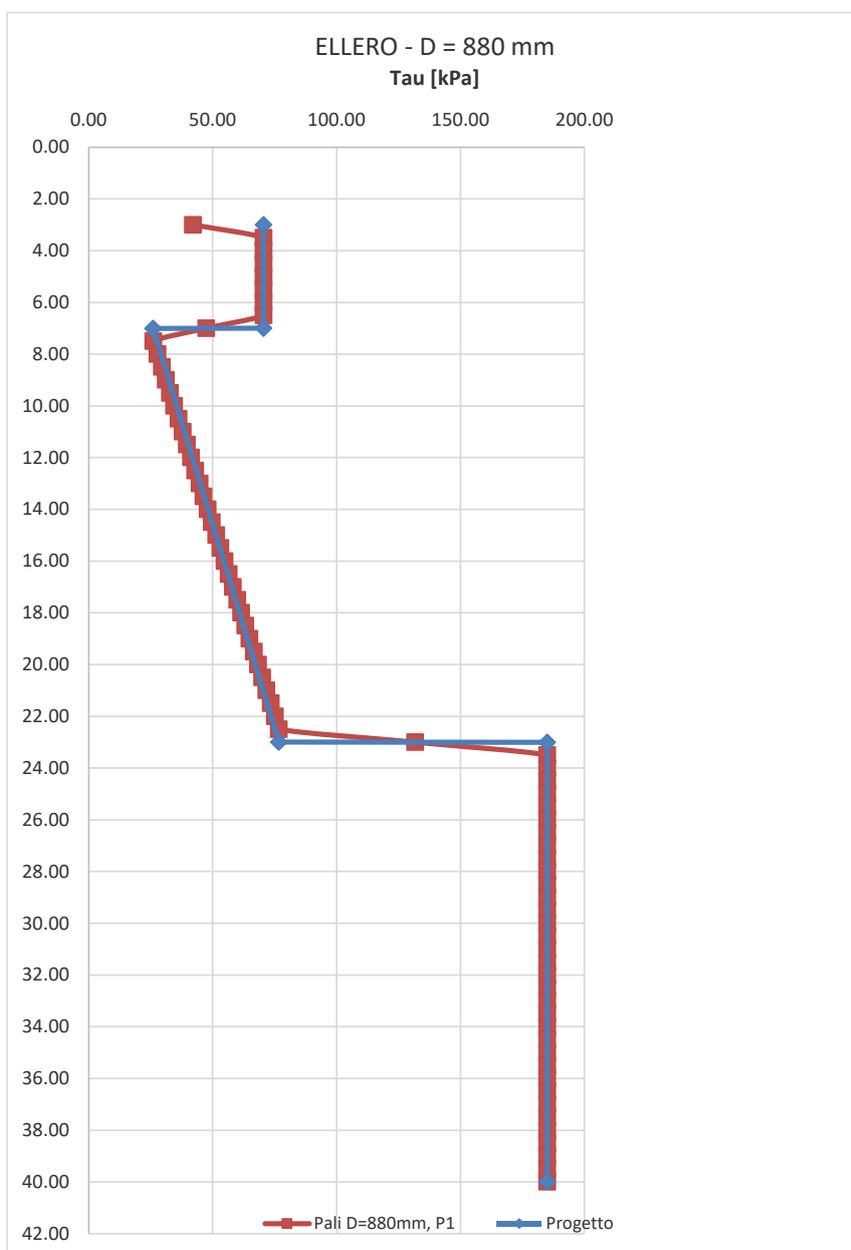
Per la determinazione della curva carico-cedimento in presenza di attrito negativo si è proceduto nel seguente modo:

- determinazione della curva carico-cedimento assumendo il diagramma di cedimento totale;
- tale diagramma di cedimenti è stato applicato a partire da testa palo;
- l'andamento delle tensioni tangenziali, assunte lungo il fusto del palo a partire dal p.c., è quello utilizzato per il calcolo della portanza dei pali;

- determinazione del cedimento, a carico nullo, considerando il diagramma di cedimento totale;
- costruzione della curva carico-cedimento. Tale curva carico-cedimento verrà utilizzata al fine di verificare che in presenza del massimo carico assiale agente sul palo in SLE il cedimento sia compatibile con la funzionalità delle sovrastrutture.

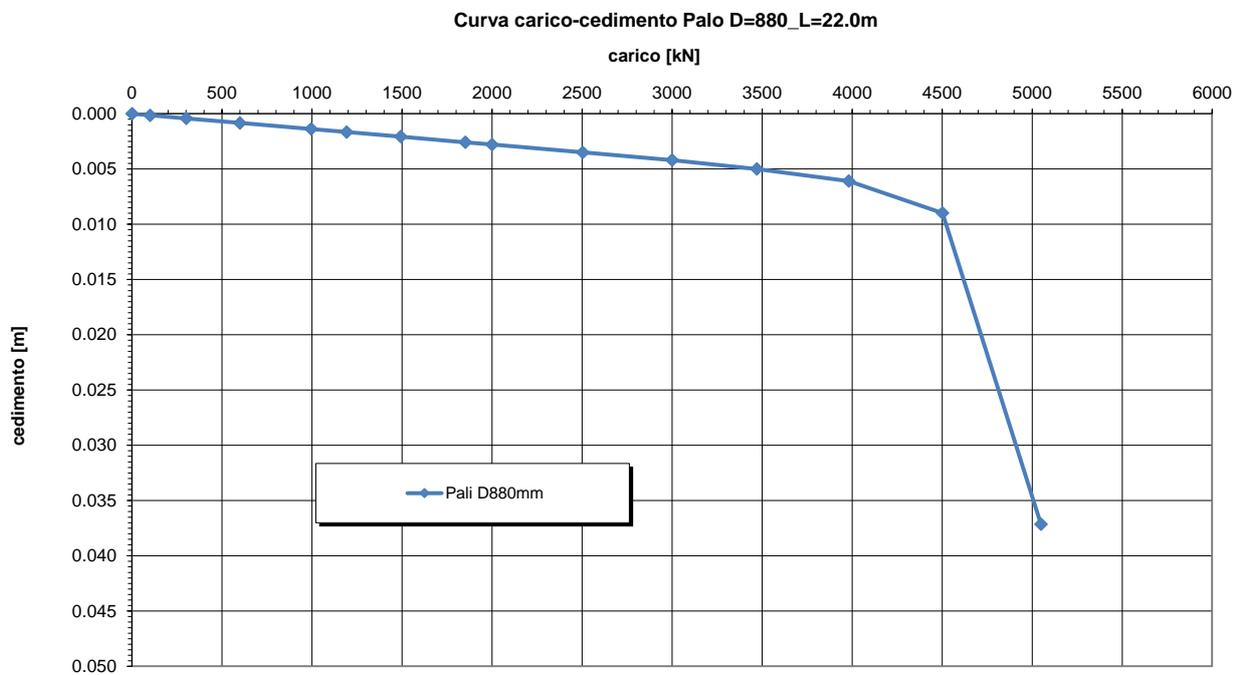
18.1.1 PILA 1

Nella figura seguente si riporta l'andamento della Tau adottata per determinare la curva carico-cedimento. Inoltre si considera una $q_b = 2400 \text{ kN/m}^2$.



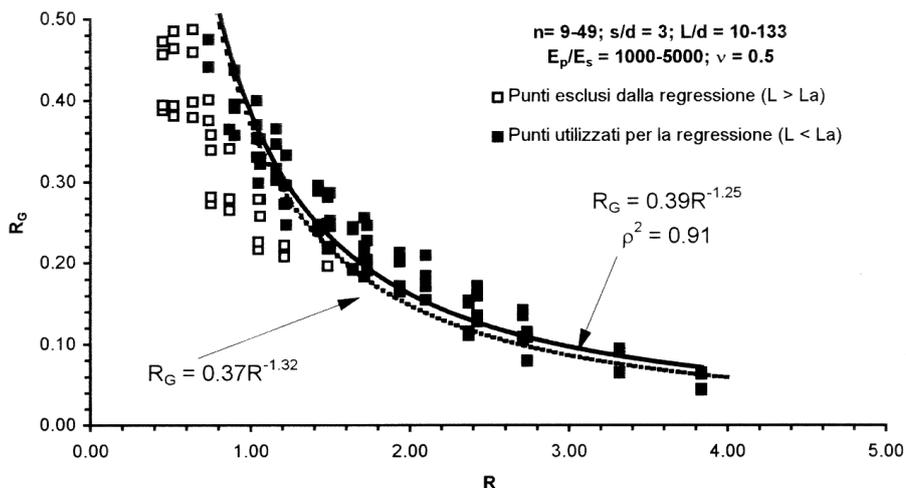
Da cui si ottiene un andamento del cedimento in funzione del carico variabile secondo la legge riportata nella tabella seguente e rappresentata nella figura seguente.

carico kN	spostamento mm
0	0
99,5	0,37
302,3	0,78
605,9	1,39
1001,7	2,2
1206,9	2,61
2019,5	4,28
2488,1	5,25
3019,1	6,35
3480,1	7,31
5018,4	12,55
6044,5	79,13
6305,5	204,32



Questo permette di stimare un cedimento del singolo palo sottoposto ad un carico di esercizio massimo SLE =1850 kN pari a circa 2.60 mm.

Per stimare il cedimento del gruppo di pali facente parte della palificata si adotta la correlazione riportata in Mandolini, Russo, Viaggiani (vedasi figura seguente) basata sul confronto parametrico di evidenze sperimentali. Nel grafico viene rappresentato: $RG = EG / n$.



In ascissa, il parametro geometrico R (modified aspect ratio) tiene conto della geometria della fondazione (s: interasse dei pali; L: lunghezza; n: numero di pali). Si ha:

$$R = (n \cdot s / L)^{0.5} = (24 \cdot 1.0 / 22)^{0.5} \cong 1.04$$

$$R_G = 0.39 \cdot R^{-1.25} \cong 0.369$$

$$E_G = R_G \cdot n = 0.369 \cdot 24 \cong 8.86 \quad \text{fattore amplificativo del gruppo di pali}$$

Pertanto il **cedimento del gruppo di pali risulta pari a: $E_G \cdot \delta_{\text{Singolo}} = 8.86 \cdot 2.60 = 23.05 \text{ mm}$.**

I cedimenti assoluti così stimati, risultano compatibili con la tipologia d'opera.

19 STABILITA' SCAVI PROVVISORIALI

Per le verifiche si adottano i criteri nel seguito descritti, in accordo al DM 17 gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC). In particolare si considera l'instabilità globale dell'insieme terreno-opera ($A2+M2+R2$). Le verifiche sono state condotte con il software SLOPE/W della Geo-Slope International, vers. 2019 R2, adottando le seguenti condizioni:

- statica drenata:
 - parametri drenati di resistenza al taglio per tutte le unità geotecniche considerate
 - caso 1: falda come da profilo

I parametri geotecnici di riferimento per le verifiche, sono riportati nella tabella seguente.

Unità	γ (kN/m ³)	M1		M2	
		ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Tura	17.0	38	0	31	0
Aa	19.0	38	0	31	0
Ga	19.5	30	25	24	20
Cs	19.0	30	15	24	12
Sa	20.5	30	25	24	20

Nel seguito sono riportate le figure di output del programma di calcolo con riportati:

- il modello di calcolo;
- il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità;

Le verifiche risultano soddisfatte, come riassunte nella tabella seguente in quanto tutte $FS > 1.1$.

Condizione	FS
Scavo provvisoriale	1.57

