

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. TO08

**PROGETTAZIONE:
RAGGRUPPAMENTO
TEMPORANEO PROGETTISTI**

MANDATARIA:



MANDANTI:



MATILDI+PARTNERS

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:**

*Ing. Andrea Renso – TECHNITAL
Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413*

IL GEOLOGO:

*Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL
Ordine Geologi Veneto n. A501*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

*Ing. Paolo Barrasso – MATILDI + PARTNERS
Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A9513*

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Giuseppe Danilo Malgeri

PROTOCOLLO:

DATA:

IL PROGETTISTA:

*Ing. Carlo Vittorio Matildi
Bologna–n.A6457*

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E PROGETTAZIONE STRADALE:

*Ing. Carlo Vittorio Matildi – MATILDI + PARTNERS
Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. 6457/A*

COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E

COORDINATORE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE:

*Ing. Edoardo Piccoli – TECHNITAL
Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A3381*

OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIA:

*Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL
Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984*

OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTI E MINORI:

*Ing. Stefano Isani – MATILDI + PARTNERS
Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A4550*

GEOTECNICA:

*Ing. Alessandro Rizzo – TECHNITAL
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A19598*

IDROLOGIA ED IDRAULICA:

*Ing. Simone Venturini – TECHNITAL
Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2515*

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

CODICE PROGETTO		NOME FILE		PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
DPT000008D16		10.02_P00_VI01_STR_RE02_D		10.02		
		CODICE ELAB. P00VI01STRRE02			D	/
D	Istruttorie CSLPP e VIA	Aprile 2021	Matildi+Partners	Barrasso	Isani	Matildi
B	Istruttoria ANAS	Maggio 2020	Matildi+Partners	Barrasso	Isani	Matildi
A	EMISSIONE	Marzo 2020	Matildi+Partners	Barrasso	Isani	Matildi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	1
2	DESCRIZIONE DELLE SOTTOSTRUTTURE	3
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
4	MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO.....	10
5	UNITA' DI MISURA	16
6	CODICI DI CALCOLO E MODELLI DI CALCOLO	16
6.1	MIDAS®	16
6.2	VcaSlu.....	16
6.3	Modelli di calcolo.....	17
7	AZIONI E CARICHI DI PROGETTO	19
7.1	Peso proprio.....	19
7.2	Azioni trasmesse dall'impalcato	19
7.3	Spinta idraulica	22
7.4	Spinta delle terre	23
7.5	Carichi mobili	24
7.6	Sovraccarico accidentale da traffico.....	25
7.7	Azioni di frenamento	27
7.8	Azione del vento (q_5).....	28
7.9	Azione del sisma	30
7.10	Resistenze parassita dei vincoli	31
8	ANALISI DELLA SPALLA A.....	32
8.1	Analisi dei carichi	32
8.2	Combinazioni dei carichi.....	46
8.3	Caratteristiche della sollecitazione	47
8.4	Verifiche	51
8.4.1	Platea di fondazione	52

8.4.2	Muro frontale	57
8.4.3	Paragliaia	59
8.4.4	Soletta superiore dello scatolare.....	64
8.4.5	Muro posteriore dello scatolare.....	67
8.4.6	Muri andatori.....	71
9	ANALISI DELLE PILE	75
9.1	Caratteristiche delle sollecitazioni.....	75
9.1.1	Pila 1	76
9.1.2	Pila 2	79
9.1.3	Pila 3	82
9.2	Verifiche	84
9.2.1	Verifiche del pulvino	84
9.2.2	Verifiche fusto pila.....	87
10	ANALISI DELLA SPALLA B	98
10.1	Analisi dei carichi	98
10.2	Combinazioni dei carichi	102
10.3	Risultati	103
10.4	Verifiche.....	105
10.4.1	Platea di fondazione	106
10.4.2	Muro frontale	109
10.4.3	Paragliaia	112
10.4.4	Muri andatori.....	117
11	BAGGIOLI	130
11.1	Spalla SB – appoggio unidirezionale longitudinale	130
11.2	Pila P2 – isolatore in gomma armata.....	132
12	TIPOLOGIE FONDAZIONI PROFONDE	135
13	TECNOLOGIA ESECUTIVA PALI	137
14	VALUTAZIONE DELLA PORTANZA PALI	140
14.1	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI A CARICHI VERTICALI.....	141
14.1.1	Determinazione della resistenza di progetto a compressione.....	141
14.1.2	Terreni stratificati	146
14.2	CARICO LIMITE NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI	147

14.3	DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE	149
14.3.1	Spalla 1.....	149
14.3.2	Pila 1	152
14.3.3	Pila 2	157
14.3.4	Pila 3	162
14.3.5	Spalla 2.....	167
15	PALI ISOLATI SOTTOPOSTI A CARICHI VERTICALI E TRASVERSALI	170
15.1	METODOLOGIA DI CALCOLO.....	170
15.2	CARATTERISTICA DELLA PALIFICATA.....	172
15.2.1	Comportamento dei pali a carichi verticali.....	172
15.2.2	Comportamento dei pali a carichi trasversali.....	172
15.3	DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA	174
15.3.1	Interazione orizzontale pali in gruppo per Pile 1, 2 e 3	175
15.4	SPALLA 1.....	178
15.4.1	Azioni agenti sulle palificate	178
15.4.2	Risultati delle analisi	179
15.5	PILA 1	180
15.5.1	Azioni agenti sulle palificate	180
15.5.2	Risultati delle analisi	180
15.6	PILA 2	181
15.6.1	Azioni agenti sulle palificate	181
15.6.2	Risultati delle analisi	182
15.7	PILA 3	183
15.7.1	Azioni agenti sulle palificate	183
15.7.2	Risultati delle analisi	183
15.8	SPALLA 2.....	184
15.8.1	Azioni agenti sulle palificate	184
15.8.2	Risultati delle analisi	185
15.9	LUNGHEZZA PALI.....	186
16	VERIFICHE STRUTTURALI PALI	187
16.1	SPALLA 1.....	187
16.1	PILA 1	191
16.2	PILA 2	195
16.3	PILA 3	198

16.4	SPALLA 2.....	202
17	CARICO LIMITE TRASVERSALE.....	206
17.1	SPALLA 1.....	206
17.2	SPALLA 2.....	207
18	CEDIMENTO PALI DI FONDAZIONE.....	209
18.1	CEDIMENTI PALI SINGOLI E GRUPPO	209
19	OPERE PROVVISORIALI	214
19.1	Metodologia e legami costitutivi.....	214
19.1.1	Parametri geotecnici e definizione dei legami costitutivi.....	215
19.1.2	Interfacce	216
19.1.3	Carichi applicati	216
19.1.4	Sezione di calcolo.....	217

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.

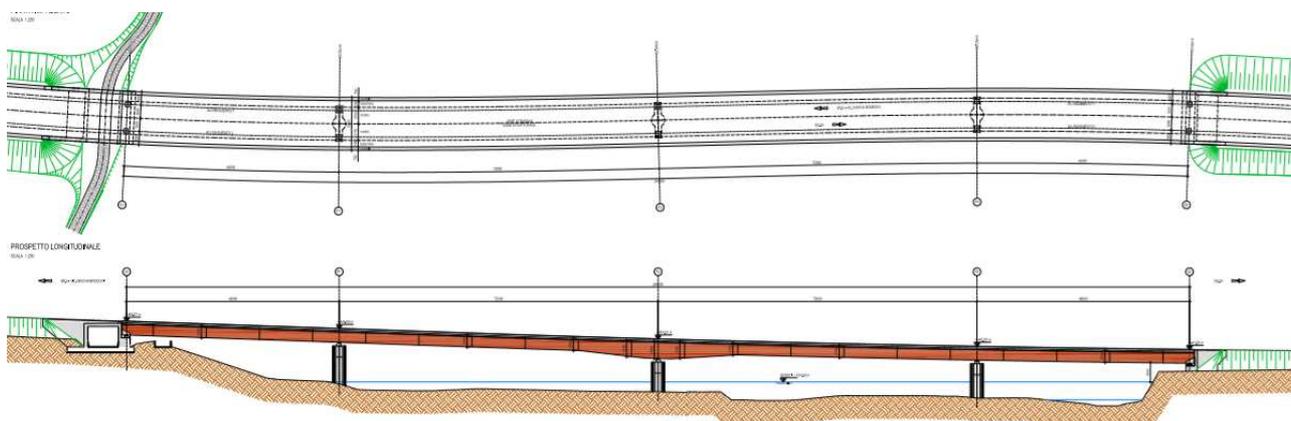


Figura 1: Viadotto Ellero. Profilo e pianta.

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 6,8 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 15 m (SB) e 24m (SA), n°16 per la spalla A e n°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 hanno forma circolare di diametro di 7,6 m e sono intestate su 24 pali trivellati rivestiti a tutta altezza con diametro 880 mm e lunghezza pari a 27.0 m per la Pila 1, 28.0 m per la Pila 2 e 19.0 m per la Pila 3.

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

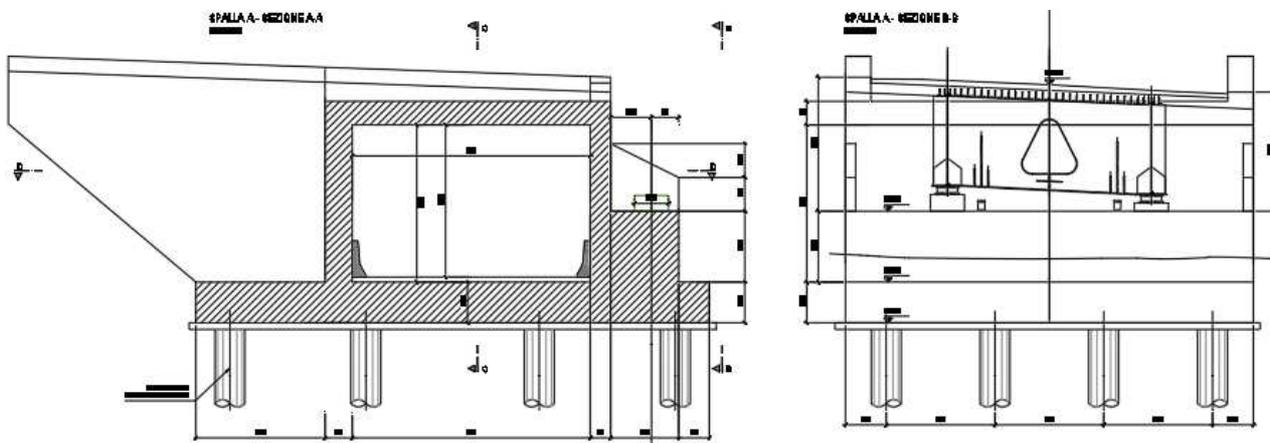


Figura 2: Sezioni longitudinale e trasversale, spalla A

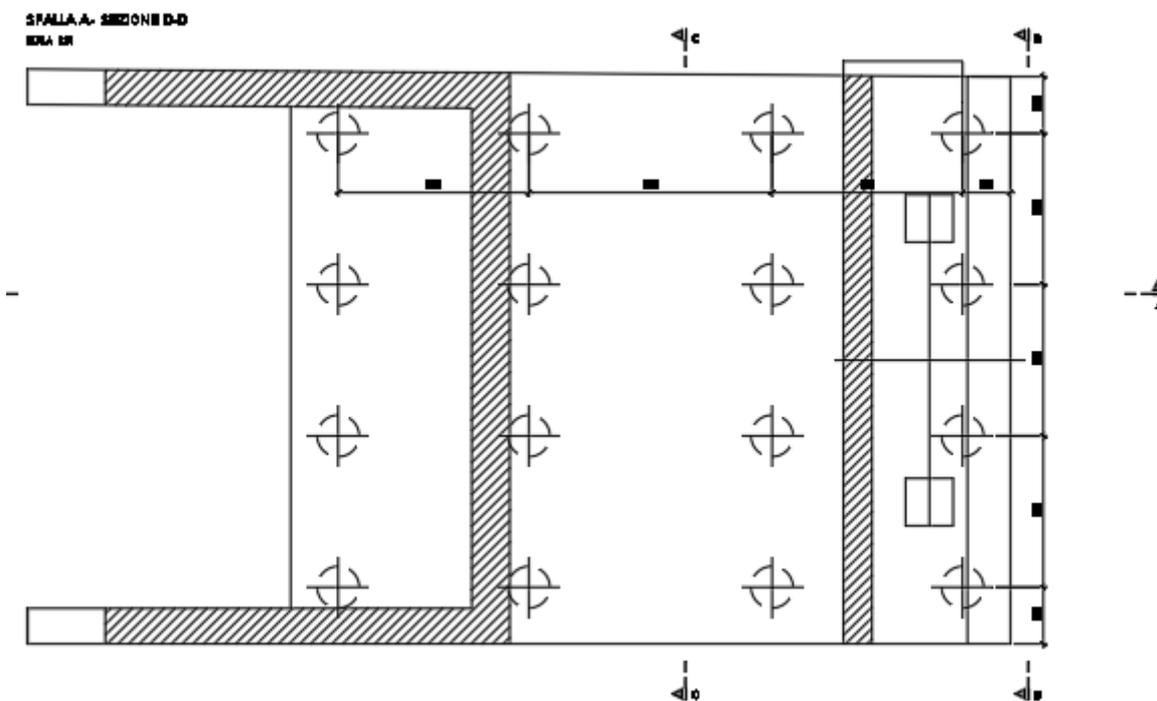


Figura 3: Pianta spalla A

Spalla B

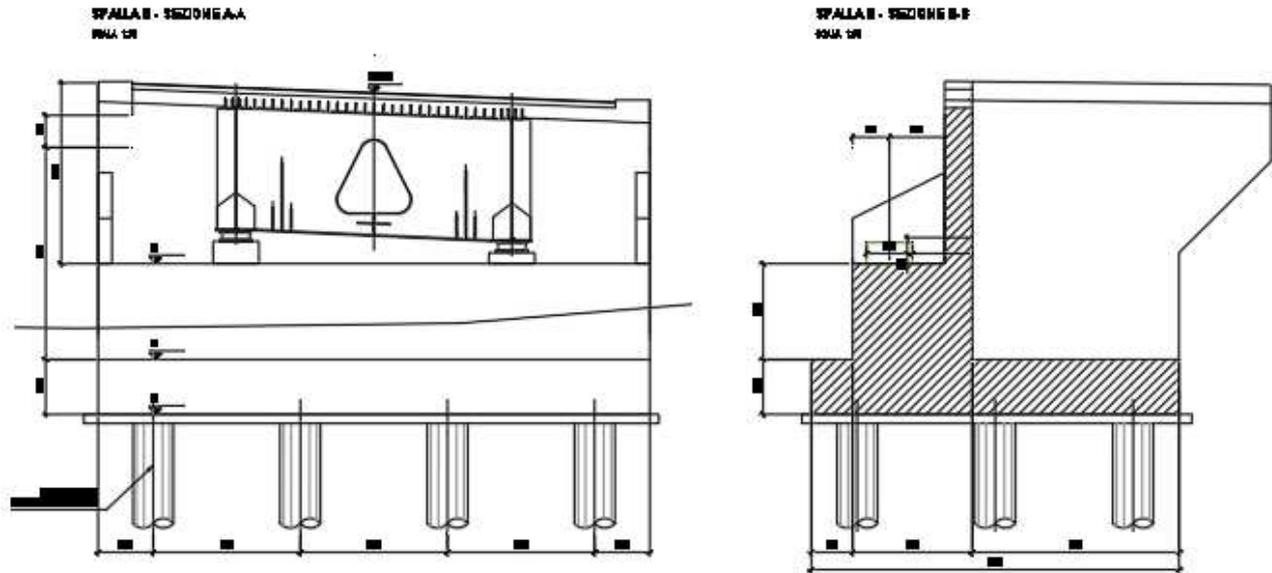


Figura 4: Sezioni trasversale e longitudinale spalla B

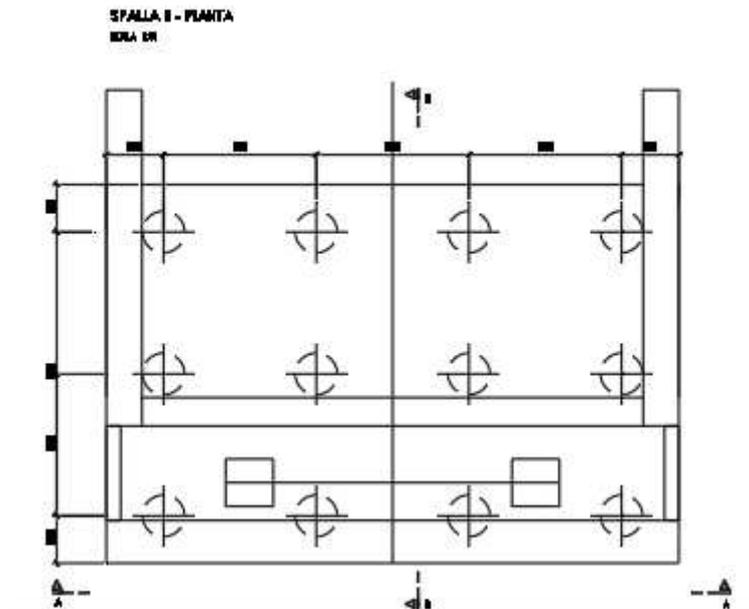


Figura 5: Pianta spalla B

I pali (n°16 per SA e n°12 per SB) sono di diametro 880 mm e lunghi rispettivamente 24 m e 15 m; 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: 260 cm, 60 cm e 75 cm.

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 compresa tra gli 11,5 m della P1 e 10 m della P2 e P3:

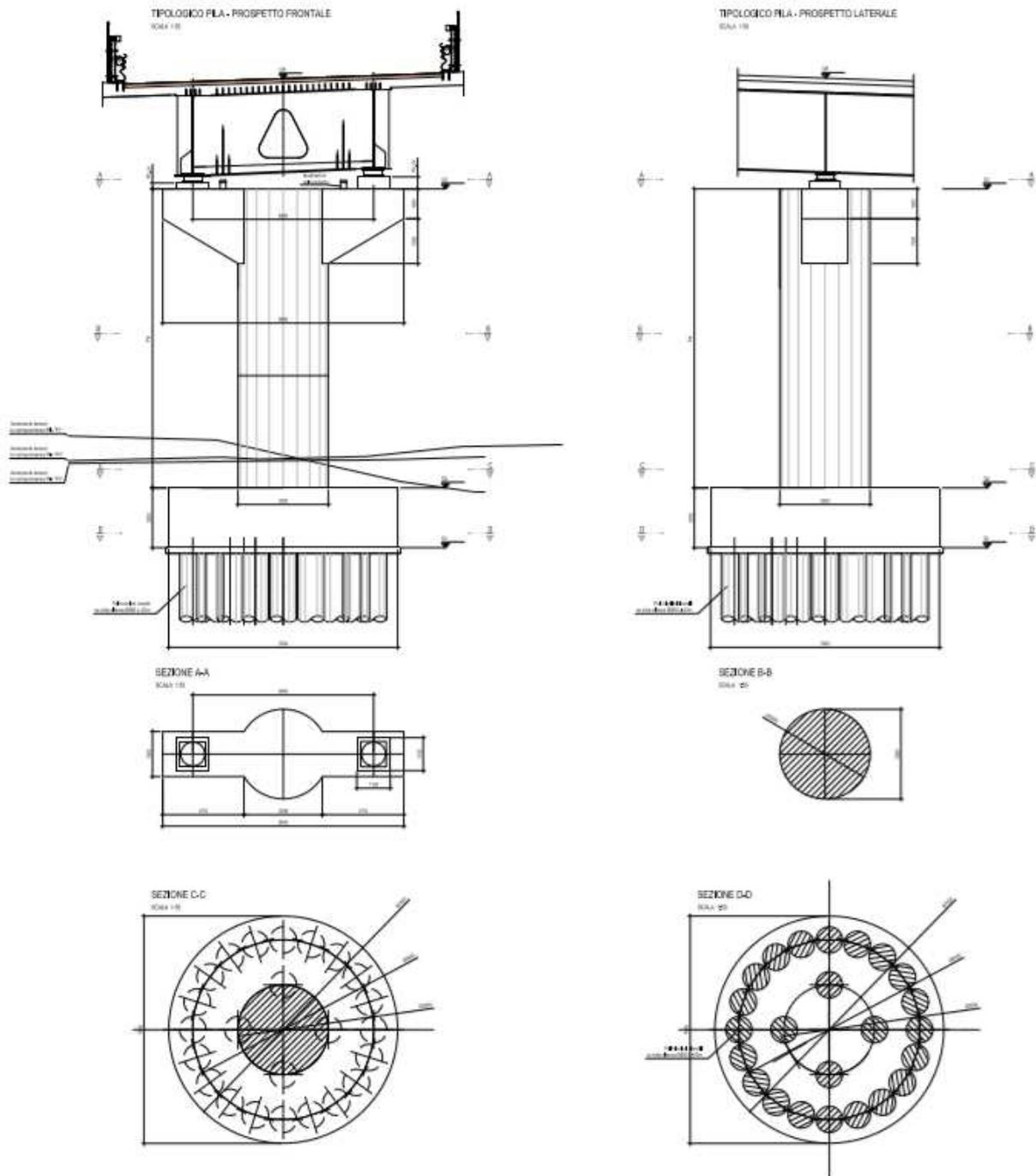
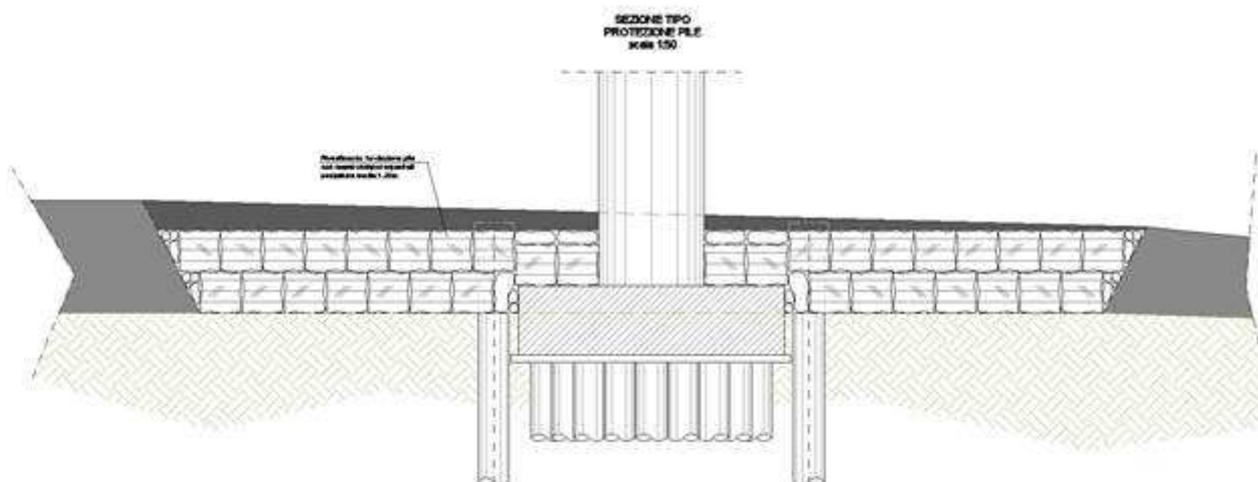


Figura 6: Prospetto e pianta pile

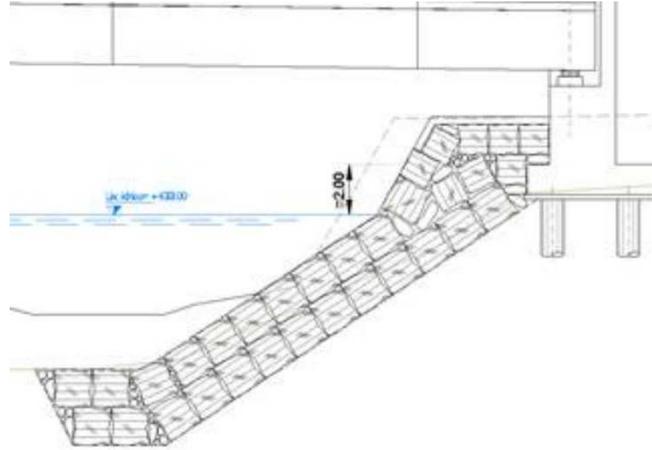
Le fondazioni profonde delle pile, intestate su 24 pali trivellati rivestiti a tutta altezza con diametro 880 mm e lunghezza rispettivamente per le pile P1, P2 e P3 di 27 m, 28 m e 19 m, hanno forma circolare con diametro di 7,6 m.

Per minimizzare gli effetti dovuti ad eventuali fenomeni di scalzamento si sono ammorsati i plinti di fondazione nel substrato marnoso (bedrock) che è può essere eroso dalla corrente con processi evolutivi molto più lenti rispetto a quelli caratteristici dei materiali granulari e in tempi di ordine superiore a quella

della vita utile dell'opera. Si è previsto comunque di proteggere il plinto di fondazione con uno doppio strato di massi ciclopici. L'estensione planimetrica delle protezioni è stata pensata considerando la profondità massima di scavo e la classica forma lasciata dall'erosione. La protezione molto ampia in massi sciolti è appoggiata direttamente sullo strato marnoso. Quindi in corrispondenza delle pile si provvede di proteggere il fondo alveo andando a realizzare una doppia fila di massi ciclopici che saranno posati attorno alla pila e sopra il plinto di fondazione. I massi in questo caso saranno sciolti. Tale configurazione consente di avere una protezione flessibile che bene si adatta al fondo. I massi saranno appoggiati sullo strato marnoso.



In corrispondenza della sponda destra a protezione spalla S2, lato est, del nuovo impalcato è prevista la realizzazione di una scogliera in massi ciclopivi. La protezione si estende per un tratto di circa 215 m, di cui circa 155 m a monte del nuovo attraversamento e i restanti 60 m a valle. Il tratto a monte è così esteso per inglobare tutta l'ansa che l'alveo fa appena prima dell'attraversamento. La scogliera sarà prolungata sotto il talweg per ammorsarsi con il piede all'interno dello strato marnoso riscontrato nei sondaggi, in questo modo si fornisce una buona stabilità al piede dell'opera di protezione anche nel caso vi fosse un abbassamento del fondo a causa di una evoluzione erosiva dell'alveo. Nel tratto in corrispondenza della spalla S2 per una larghezza a cavallo della stessa di circa 40 m, con la finalità di garantire una maggiore protezione contro lo scalzamento si è previsto di rafforzare la difesa con una doppia fila di massi sulla scarpata. Nel tratto non interessato dal livello idrico di piena (2 m sopra il livello di TR200) si realizzerà una scarpata più pendente del 3 su 2 per ricostruire l'andamento del terreno esistente. In questo modo sarà possibile garantire il passaggio del personale per le ispezioni.



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_{ctfm}	3.63 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctfk}	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 8.0 cm, come raccomandato dall'EC2 al §4.4.1.3, par. (4) "per le parti di struttura contro terra".

CALCESTRUZZO PER PALI OPERA PROVVISORIALE E TRAVE DI CORONAMENTO

Per i pali di fondazione la classe di esposizione è la XC2, 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.

RCK 25/30

XC2

Copriferro 8cm

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_{ctk}	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/m ³	
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	$\Delta c_{dur,y}$	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	$c_{nom,sup}$	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	$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}$	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
 - tensioni allo stato limite esercizio (nella c.c. rara)
- $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ con $\gamma_s = 1.15$
 $t_c = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

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.

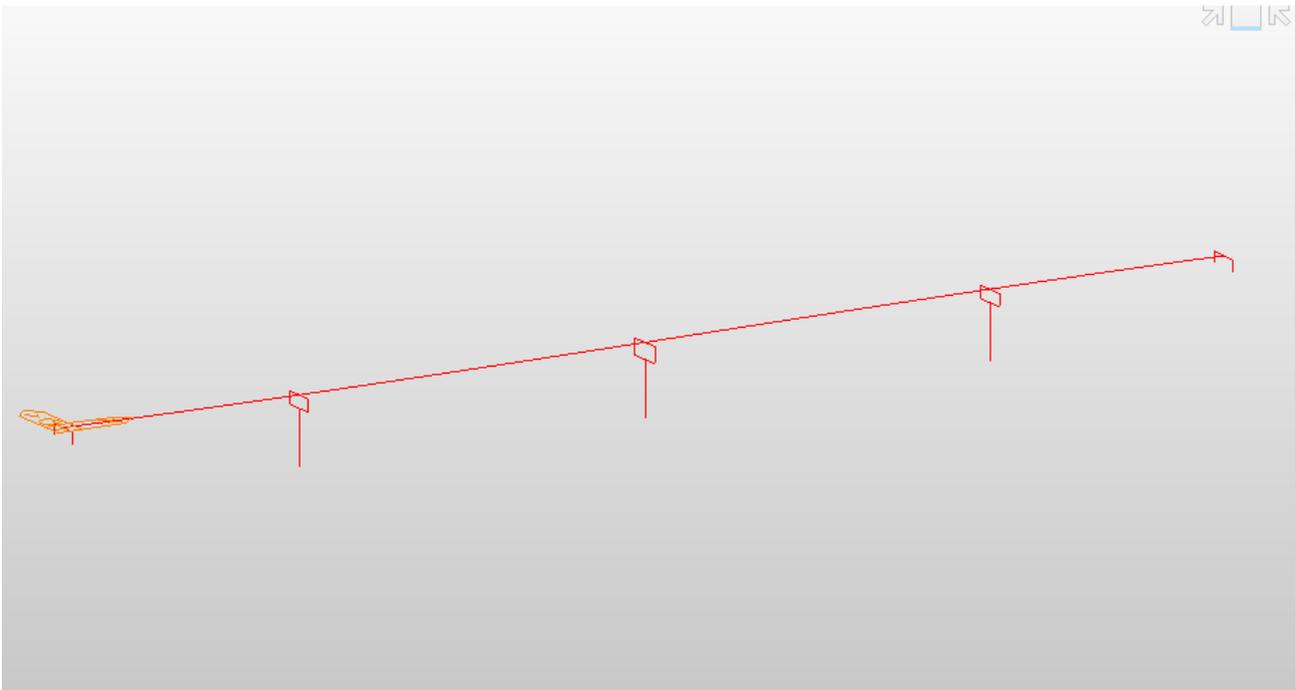


Figura 7: Modello globale

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:

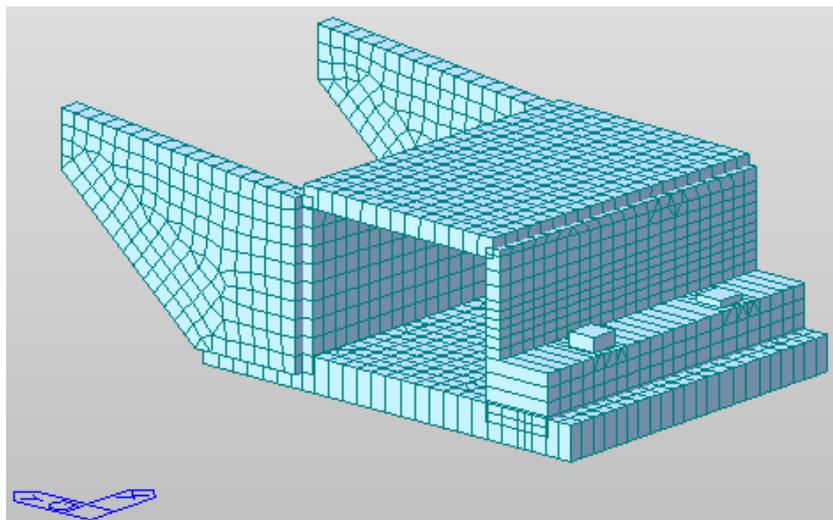


Figura 8: Modello 3D della spalla SA, vista tridimensionale

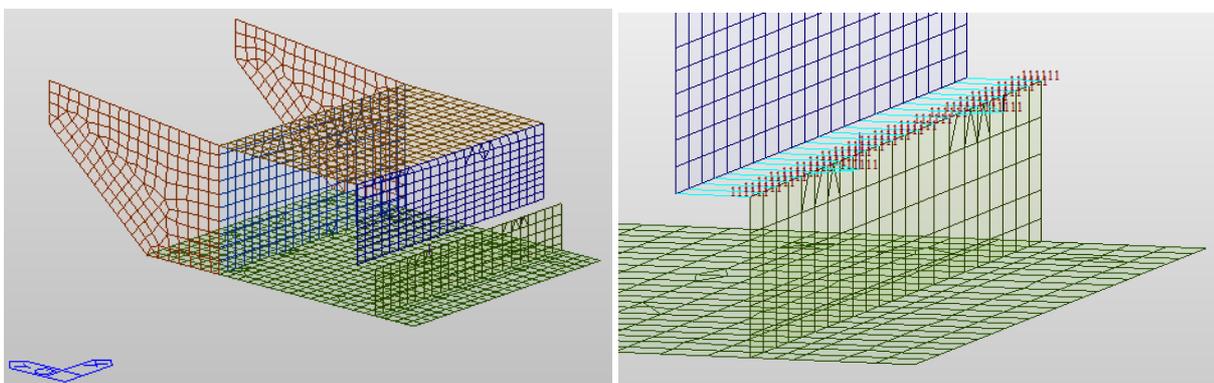
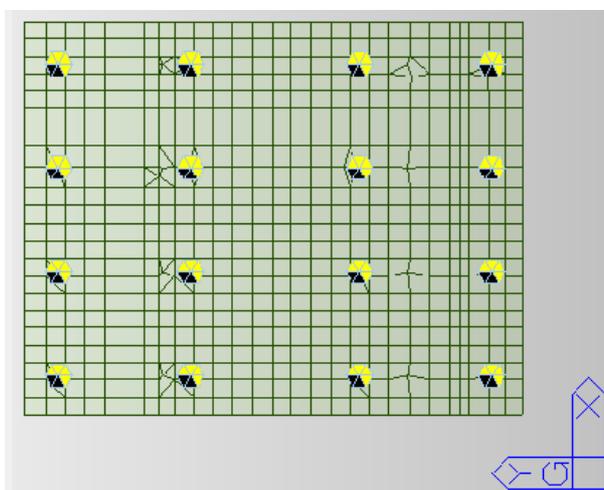


Figura 9: Modello 3D della spalla SA, vista elementi "plate"

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	

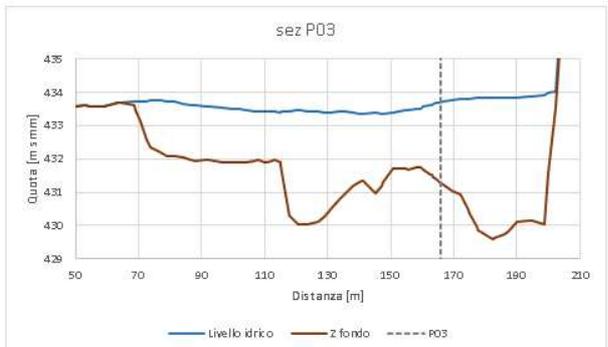
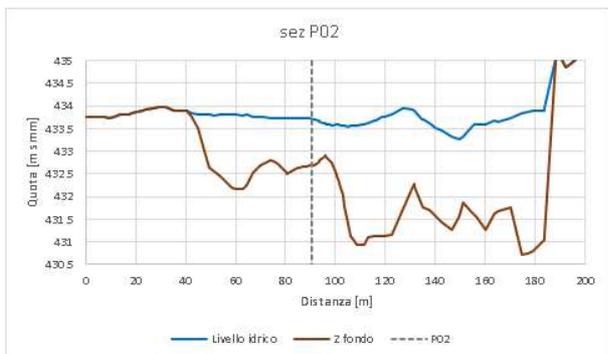
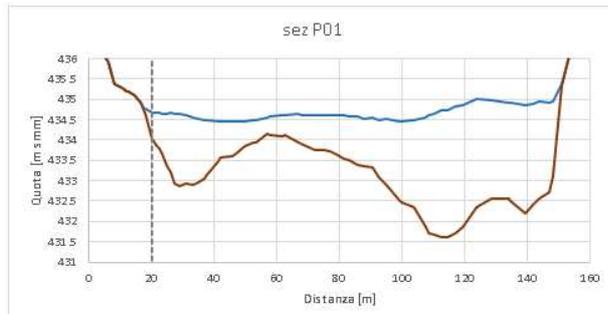
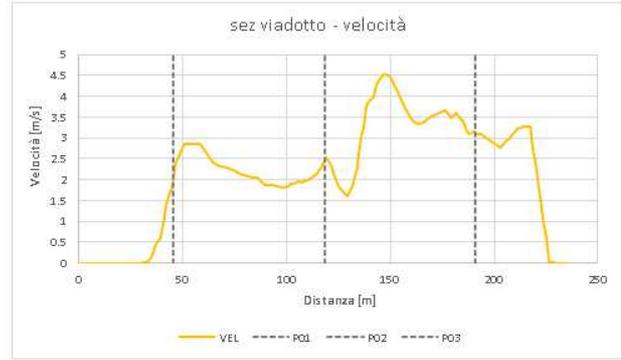
P3	Trave SX			Trave DX			[kN]
	N (z)	T (x)	T (y)	N (z)	T (x)	T (y)	
N_max	9111.8	226.8	-145.0	11656.7	210.3	-139.0	STR
N_min	5186.5	0.8	-157.3	4803.6	0.0	-151.3	
M_max	7535.9	226.8	-145.0	6945.3	210.3	-139.0	
M_min	6762.3	0.8	-157.3	9515.0	0.0	-151.3	
Tx_max	9024.0	416.1	-157.3	10716.2	398.8	-151.3	
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	

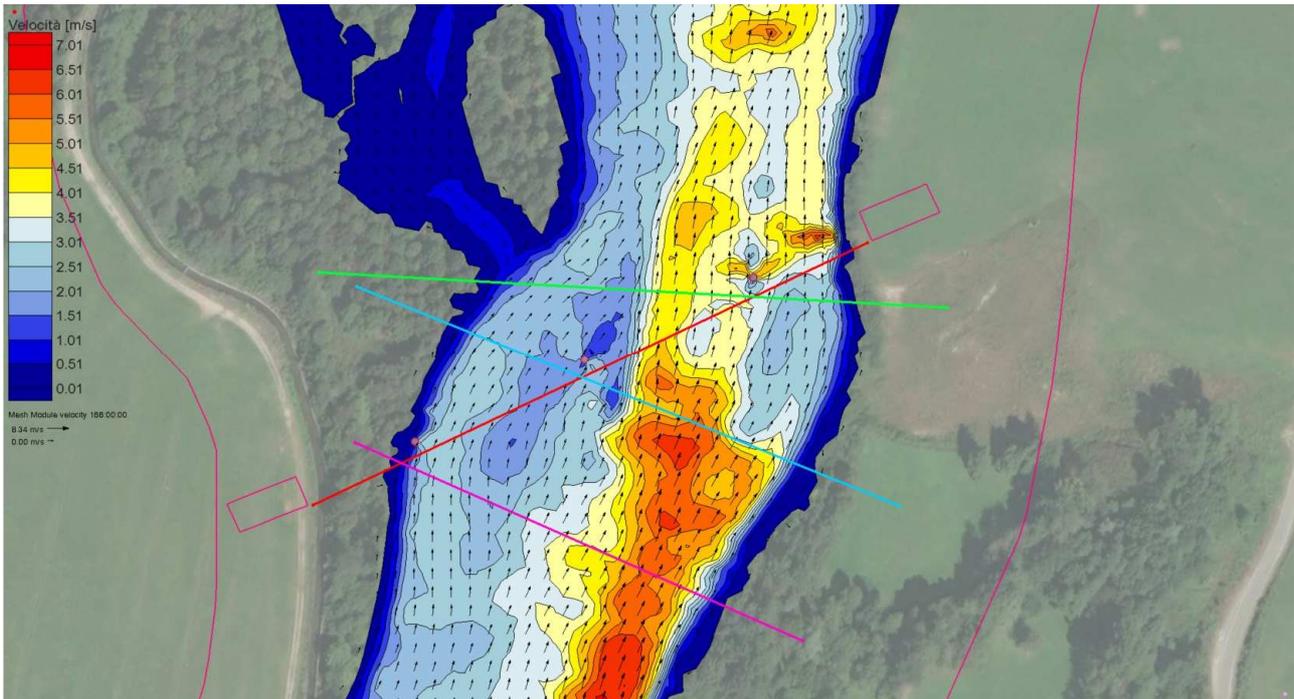
SB	Trave SX			Trave DX			[kN]
	N (z)	T (x)	T (y)	N (z)	T (x)	T (y)	
N_max	2737.8	108.9	-0.5	4442.7	115.9	-378.5	STR
N_min	1091.5	0.2	4.9	926.0	0.0	-396.1	
M_max	2581.8	-0.8	-0.5	2258.3	-0.9	-378.5	
M_min	2289.7	109.8	4.9	4065.4	116.9	-396.1	
Tx_max	1654.0	109.8	4.9	1726.7	116.9	-974.2	
Ty_max	1654.0	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

Le velocità della corrente è ricavata da opportuni modelli idraulici (si rimanda alla relazine idraulica)





La pressione idrostatica a favore di sicurezza è stata comunque valutata per tutte le pile ed a favore di sicurezza, con una velocità pari a 4.5 m/sec

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

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 .

Come precedentemente detto al fine di minimizzare gli effetti dovuti ad eventuali fenomeni di scalsamento si sono ammorzati i plinti di fondazione nel substrato marnoso (bedrock) che è può essere eroso dalla corrente con processi evolutivi molto più lenti rispetto a quelli caratteristici dei materiali granulari e in tempi di ordine superiore a quella della vita utile dell'opera.

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:

$$k_0 = 1 - \sin\varphi$$

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:

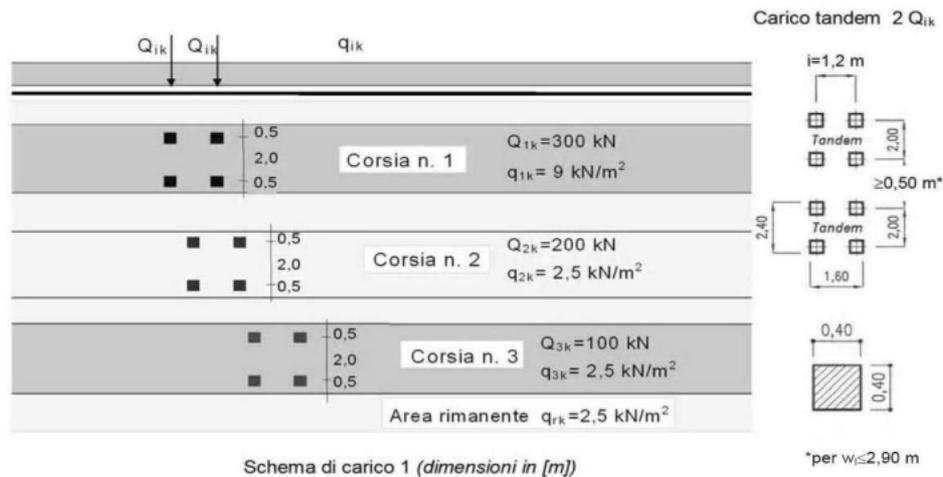
$$\Delta S_w = S a_g \gamma H^2$$

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.



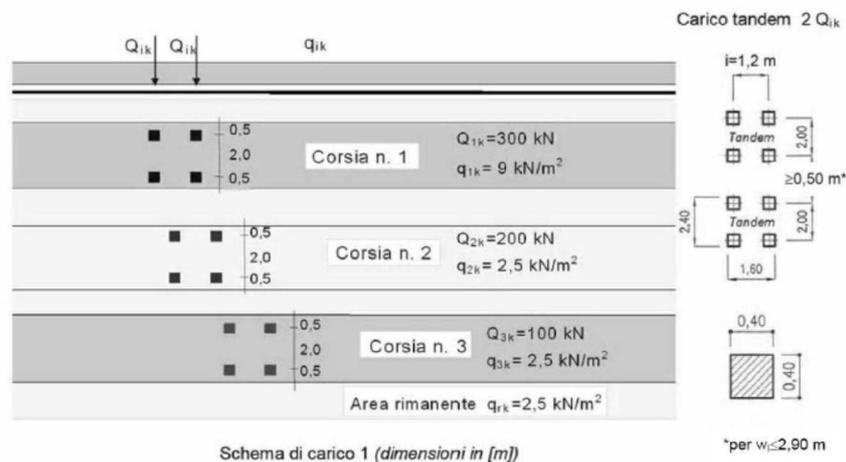
Relativamente ai carichi concentrati tandem Q_{ik} a favore di sicurezza è stata considerata un'impronta di carico quadrata di lato 60 cm ottenuta dalla diffusione a 45° su uno spessore pari al minimo ricoprimento di 10 cm, trascurando ovvero la ripartizione attraverso lo spessore della pavimentazione.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

- 417 kN/m² per la corsia 1
- 278 kN/m² per la corsia 2
- 139 kN/m² 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°:

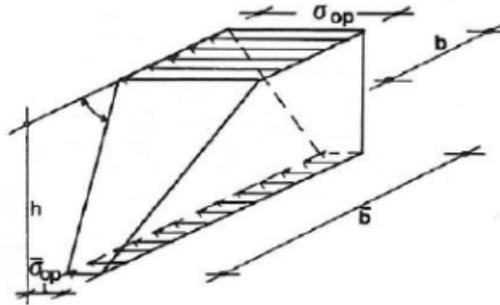


Figura 10: Diffusione del sovraccarico accidentale da traffico ai fini del dimensionamento del paraghiaia.

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:

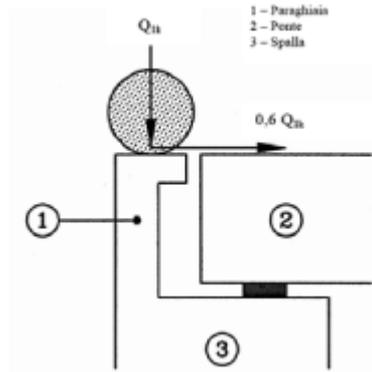


Figura 11: Carichi da traffico su muri paraghiaia – azione di frenatura [Fig. C5.1.1]

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:

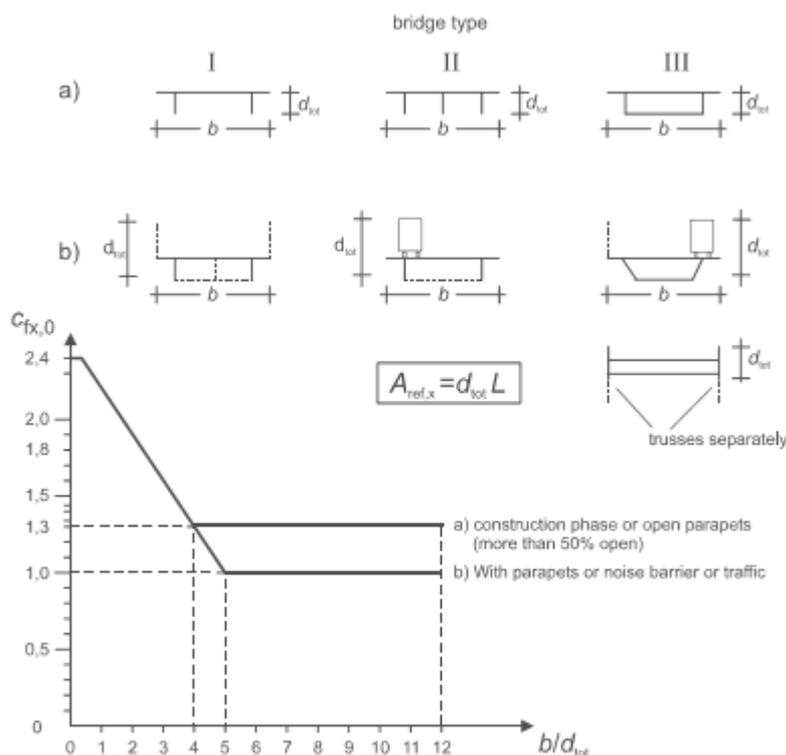


Figure 8.3 — Force coefficient for bridges, $c_{fx,0}$

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

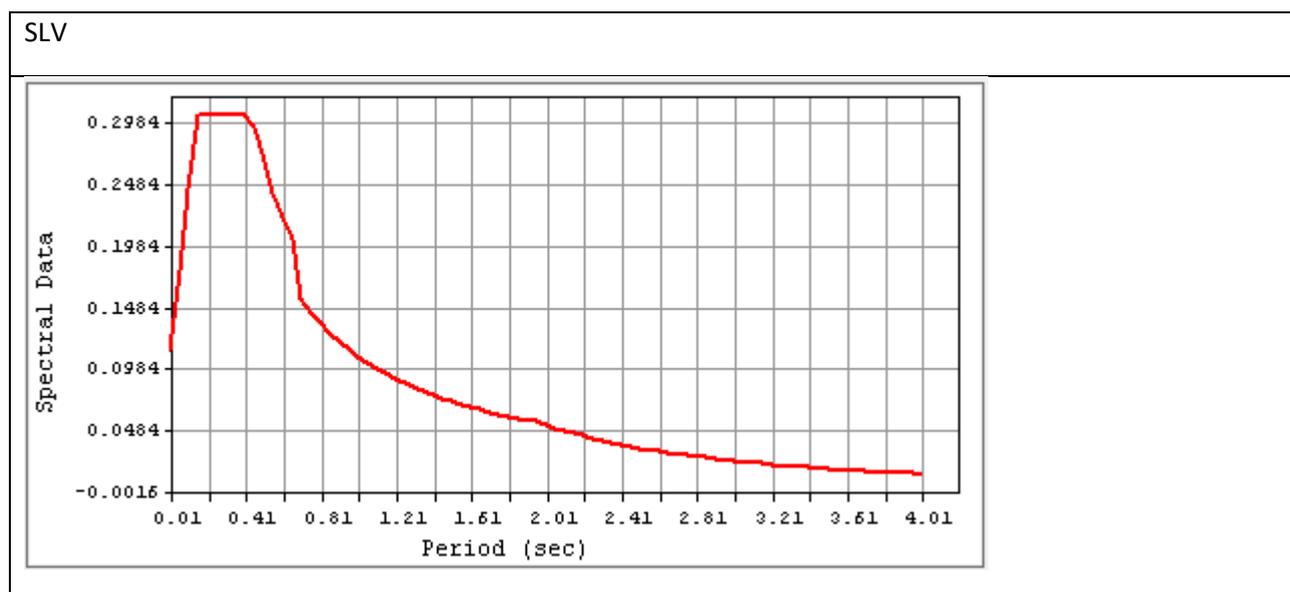
7.9 Azione del sisma

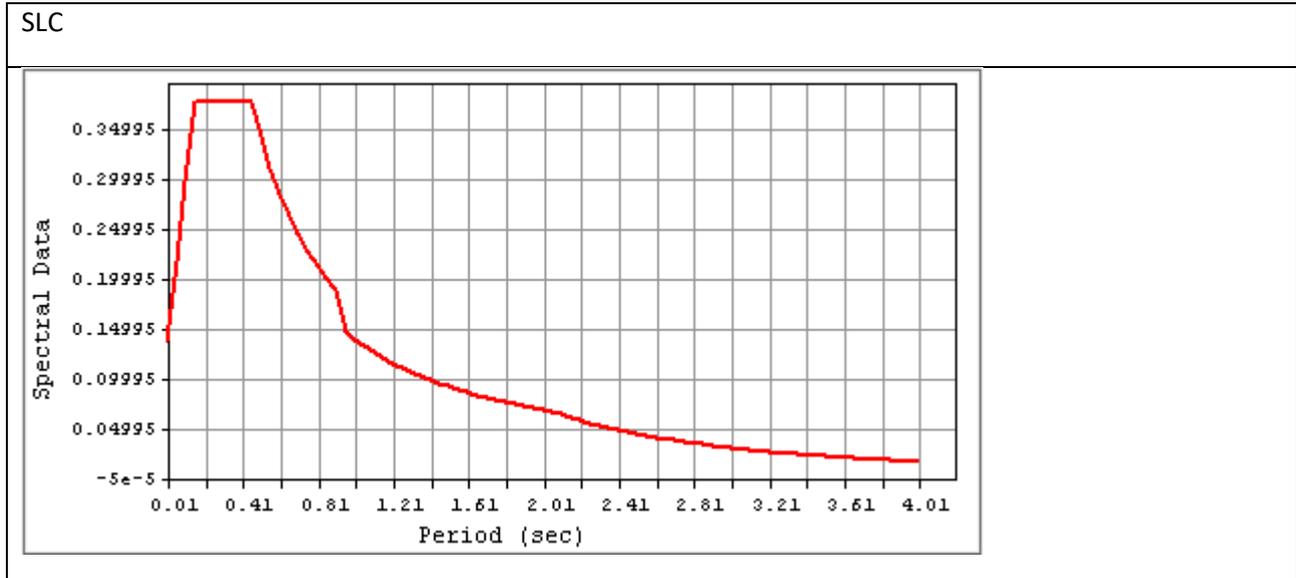
In corrispondenza delle pile sono previsti dispositivi isolatori elastomerici, mentre sulle spalle sono presenti dispositivi di appoggio multidirezionali e unidirezionali longitudinali orientate secondo lo sviluppo delle travi. Questa scelta preclude il rischio di movimenti trasversali dei giunti incrementando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

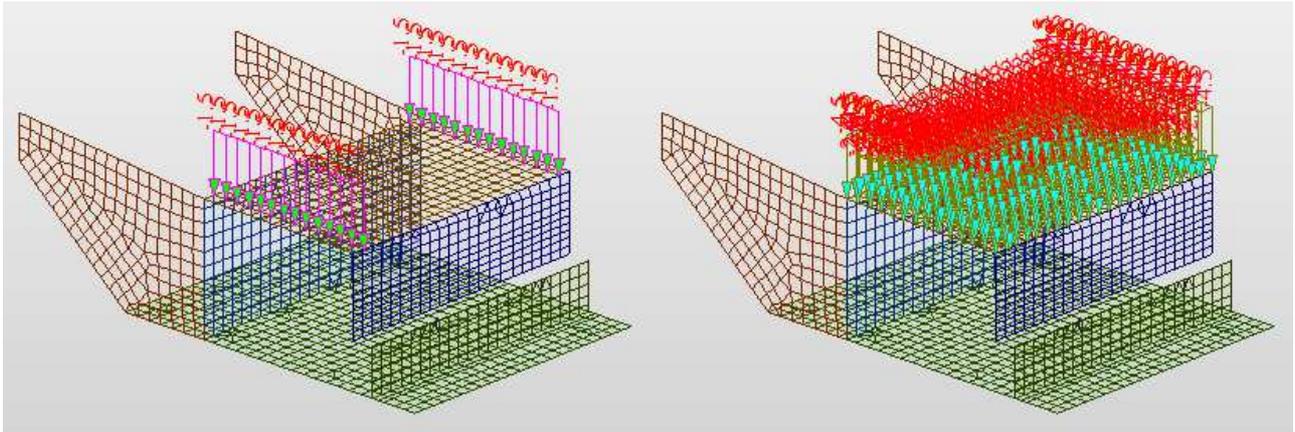
Nel capitolo corrente si riportano le sollecitazioni e i risultati (con relative verifiche) del modello di calcolo relativo alla spalla A.

8.1 Analisi dei carichi

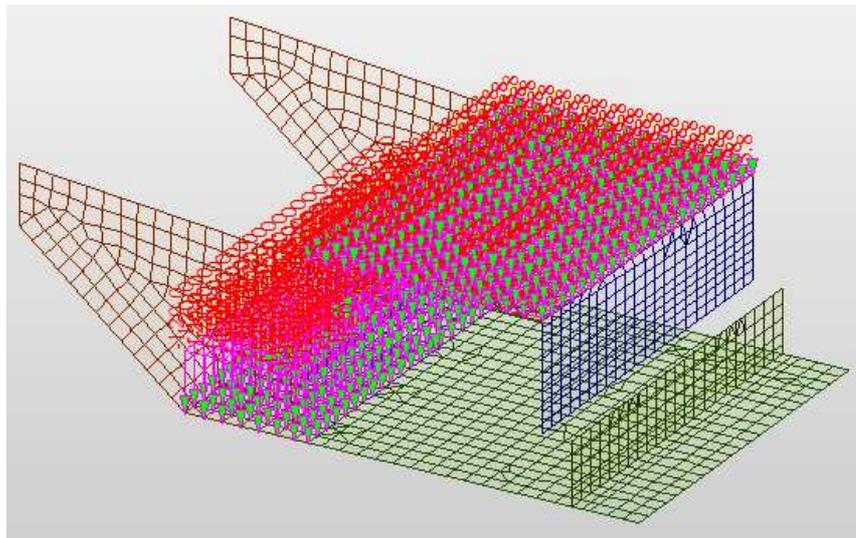
Sono stati considerati i seguenti carichi:

<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

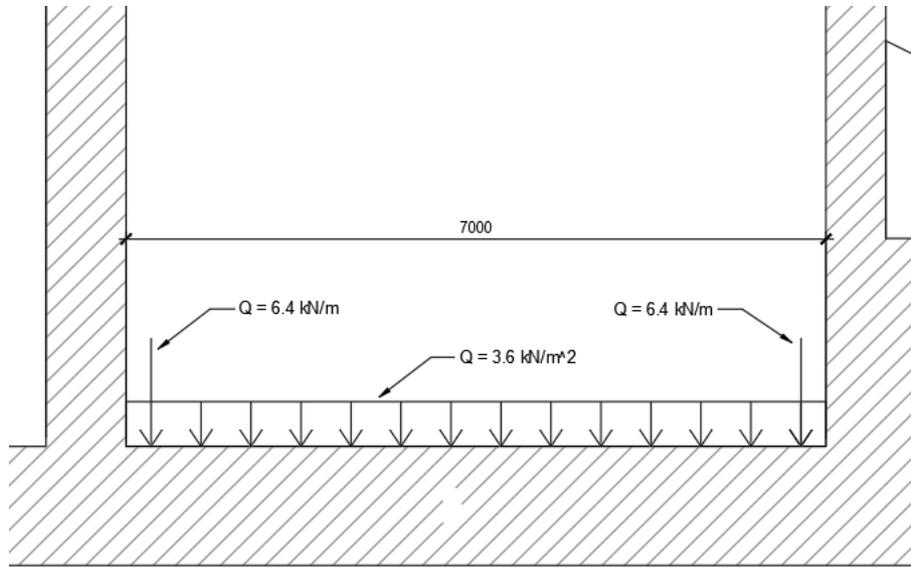
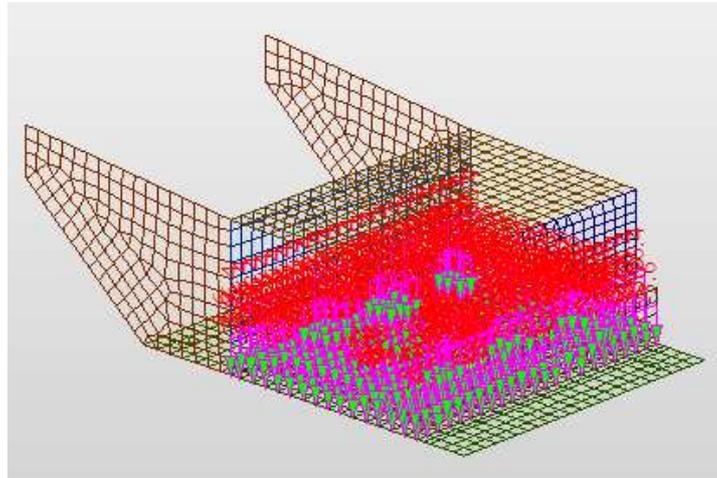
- **G1:** Il peso proprio è stato applicato come self weight e calcolato direttamente dal programma in base alla geometria degli elementi.
- **G2.1:** peso guard rail (come carico distribuito lineare), peso cordoli e pavimentazione (come pressioni) sullo scatolare pari, rispettivamente, a 1.5 kN/m, 4.5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



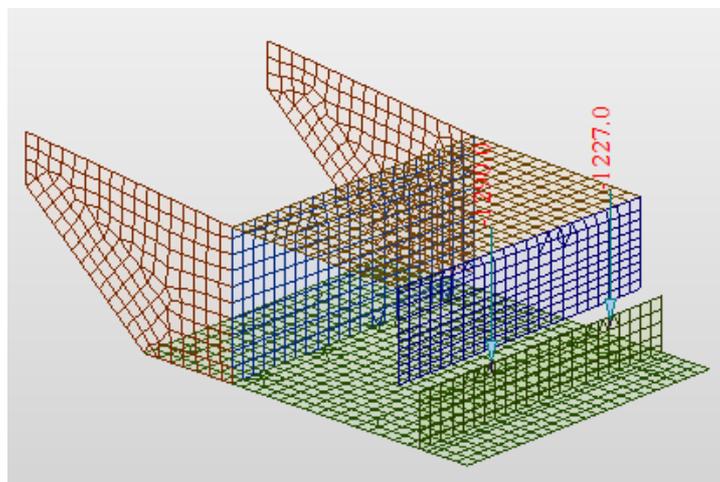
- **G2.1_terreno:** peso del terreno sulla platea retrostante al sottopasso applicato come pressione ($112 \text{ kN/m}^2 = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 6.2 \text{ m}$, dove 6.2 m è la profondità media dell'estradosso fondazione) e peso del terreno di ricoprimento sulla soletta superiore dello scatolare,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



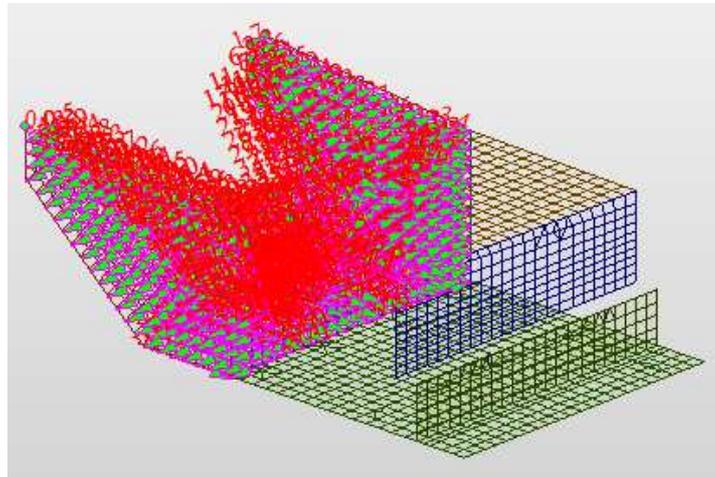
- **G2.2:** pesi portati nel sottopasso, cioè New Jersey e pavimentazione applicati come pressioni



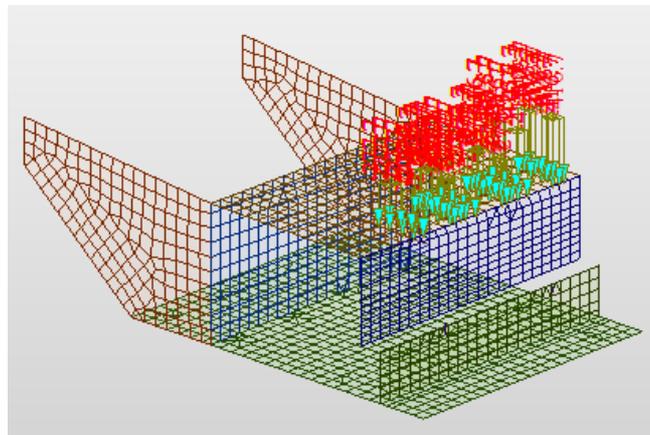
- **G2.3:** portati da impalcato, applicati come carichi nodali sui baggioli (g1+g2)



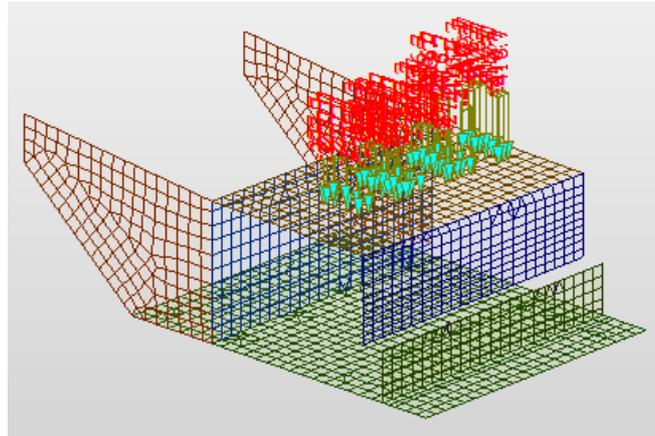
- **G3 M1:** spinte statiche del terreno sul muro retrostante del sottopasso e sui muri andatori, calcolate con i coefficienti dei materiali M1, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 35^\circ$



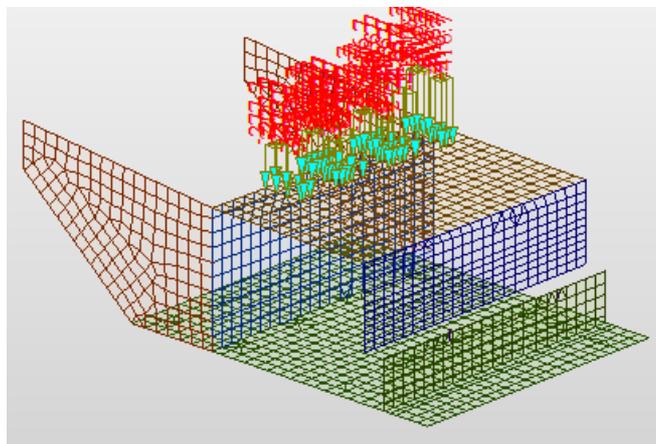
- **G3 M2:** spinte statiche del terreno sul muro retrostante del sottopasso e sui muri andatori, calcolate con i coefficienti dei materiali M2, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 35^\circ$
- **Ms1Dx p:** schema di carico 1, tre corsie disposte in condizione di massima eccentricità con la corsia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



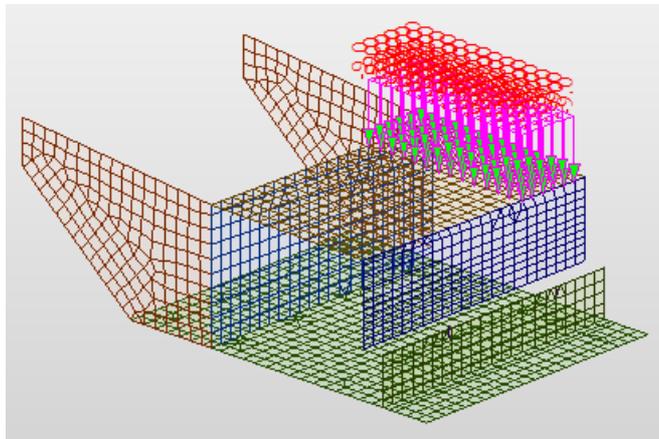
- **Ms1Dx c:** schema di carico 1, tre corsie disposte in condizione di massima eccentricità con la corsia più sfavorevole a dx, applicati come *plane load* in corrispondenza della mezzeria del sottopasso



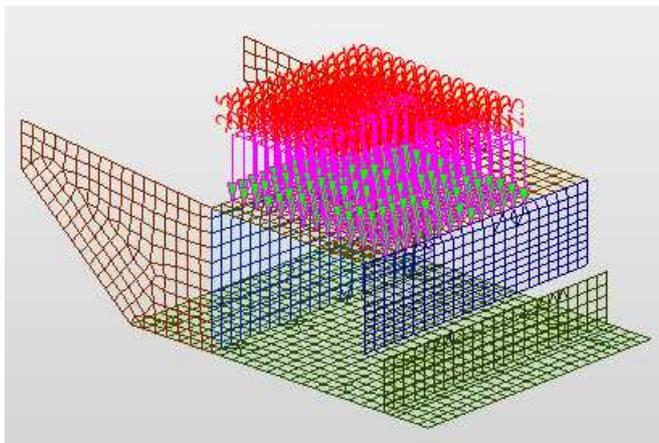
- **Ms1Dx m:** schema di carico 1, tre corsie disposte in condizione di massima eccentricità con la corsia più sfavorevole a dx, applicati come *plane load* in corrispondenza del muro posteriore del sottopasso



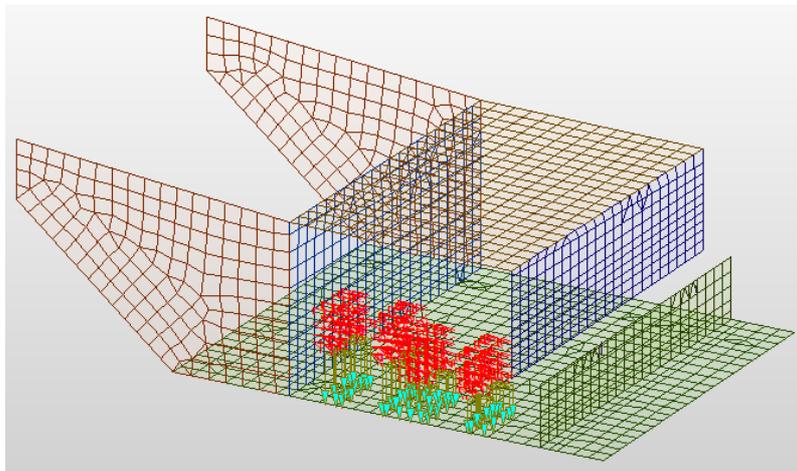
- **Ms d1 Dx 9:** carico distribuito della corsia 1 applicato come pressione (9 kN/m²)



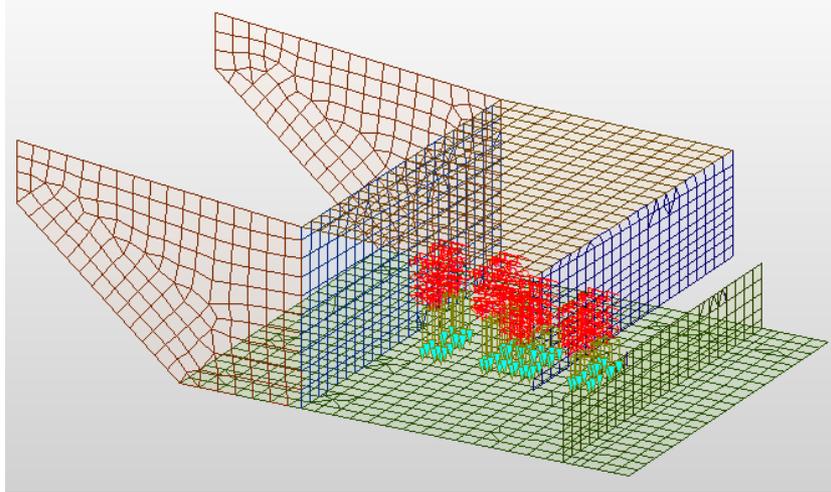
- **Ms d1 Dx 2.5:** carico distribuito delle corsie 2 e 3 e della zona rimanente applicato come pressione (2.5 kN/m²)



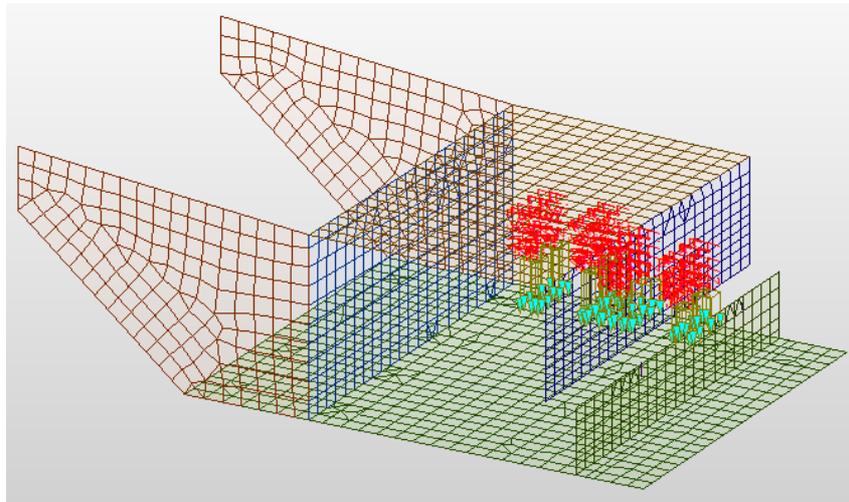
- **Ms 1 Sx p, Ms 1 Sx c, Ms 1 Sx m, Ms d1 Sx 9, Ms d1 Sx 2.5:** carichi mobili applicati come i precedenti ma con la corsia n.1 a sinistra.
- **Q1_T_inf_sx_x0:** schema di carico 1, due corsie disposte in condizione di massima eccentricità con la corsia più sfavorevole a sx, applicati come *plane load*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



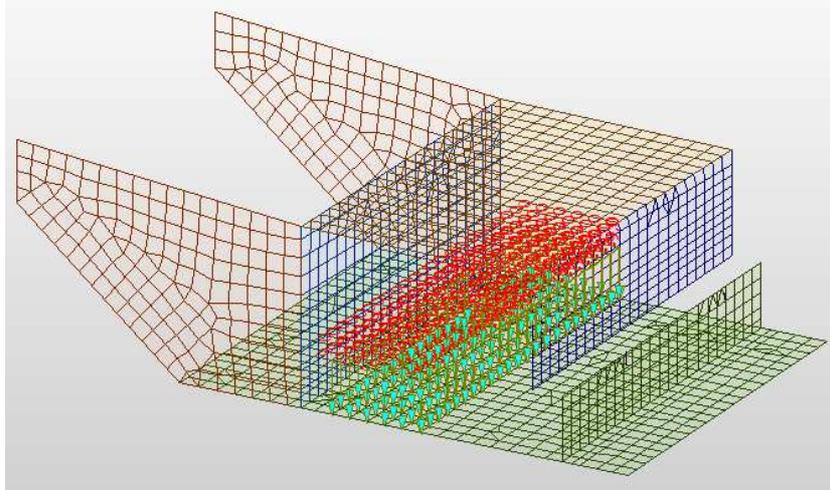
- **Q1_T_inf_sx_c:** schema di carico 1, due corsie disposte in condizione di massima eccentricità con la corsia più sfavorevole a sx, applicati come *plane load* in corrispondenza della mezzeria dello scatolare:



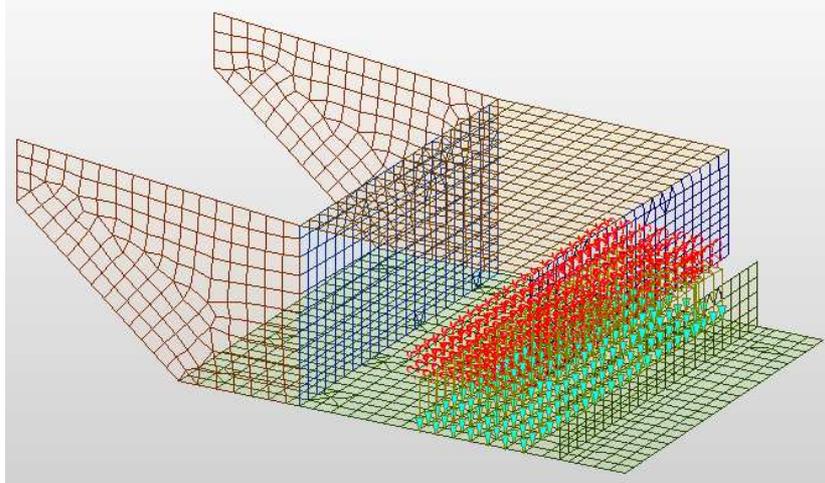
- **Q1_T_inf_sx_x12:** schema di carico 1, due corsie disposte in condizione di massima eccentricità con la corsia più sfavorevole a sx, applicati come *plane load* in corrispondenza della fine dello scatolare:



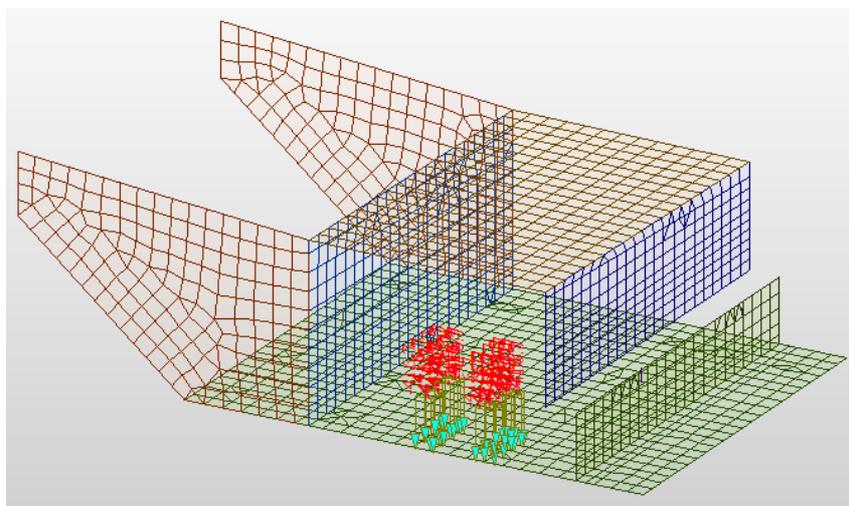
- **Q1_D1_inf_sx:** carico distribuito della corsia 1 applicato come pressione (9 kN/m²):



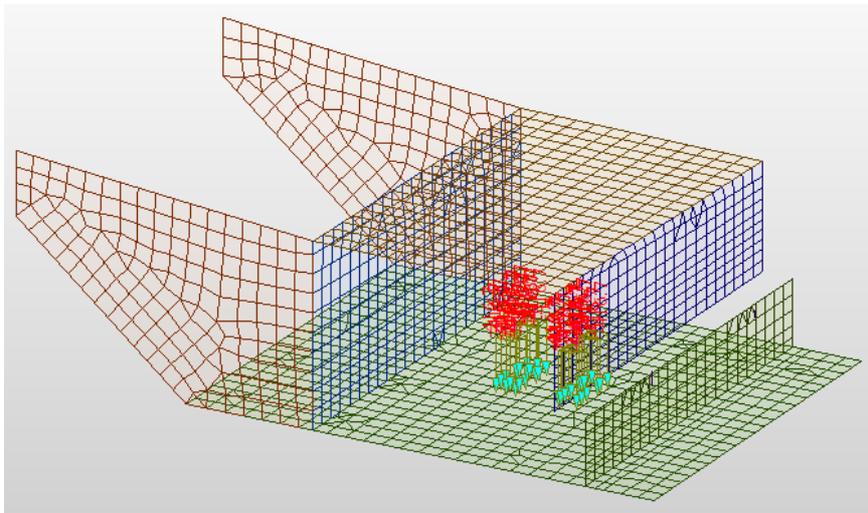
- **Q1_D2_inf_sx**: carico distribuito della corsia 2 e della zona rimanente applicato come pressione (2.5 kN/m²):



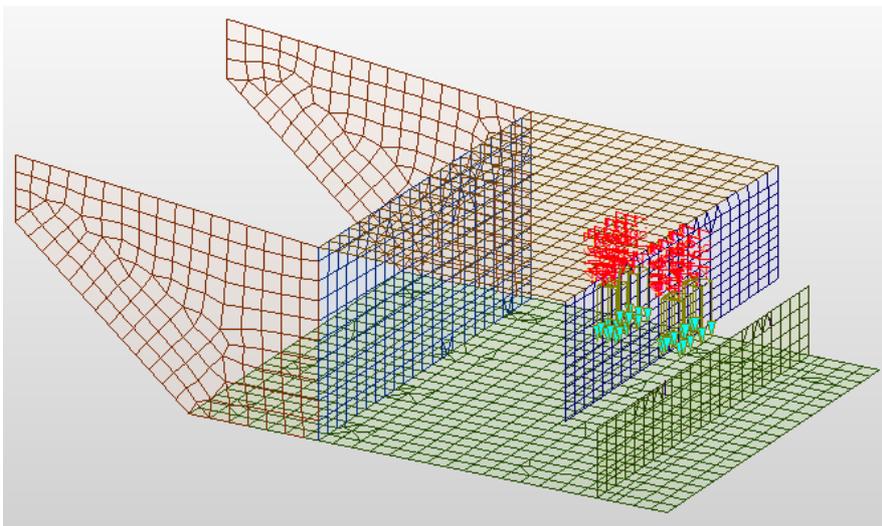
- **Q1_T_inf_dx_x0, Q1_T_inf_dx_c, Q1_T_inf_dx_x12, Q1_D1_inf_sx, Q1_D2_inf_sx**: carichi mobili applicati come i precedenti ma con la corsia n.1 a destra.
- **Q1_T_inf_c_x0**: schema di carico 1, una corsia disposta al centro dello scatolare, applicata come *plane load* in corrispondenza dell'inizio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



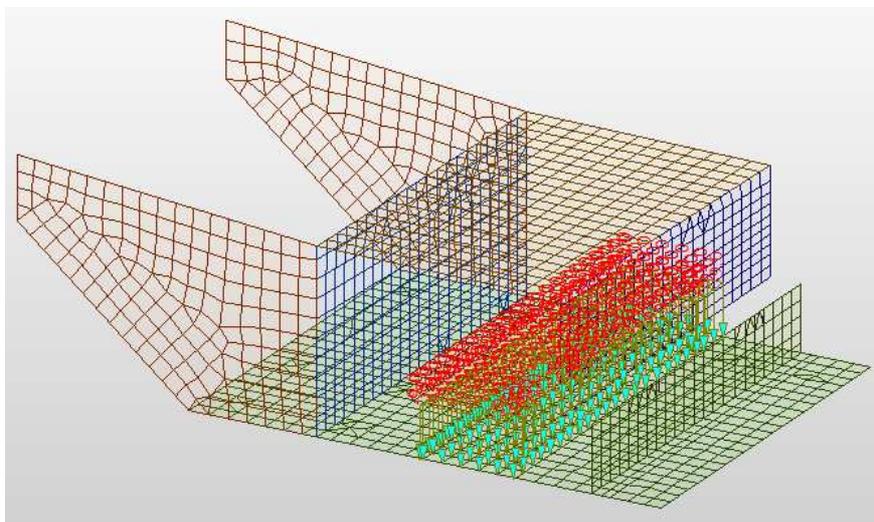
- **Q1_T_inf_c_c**: schema di carico 1, una corsia disposta al centro dello scatolare, applicata come *plane load* in corrispondenza della mezzeria dello scatolare:



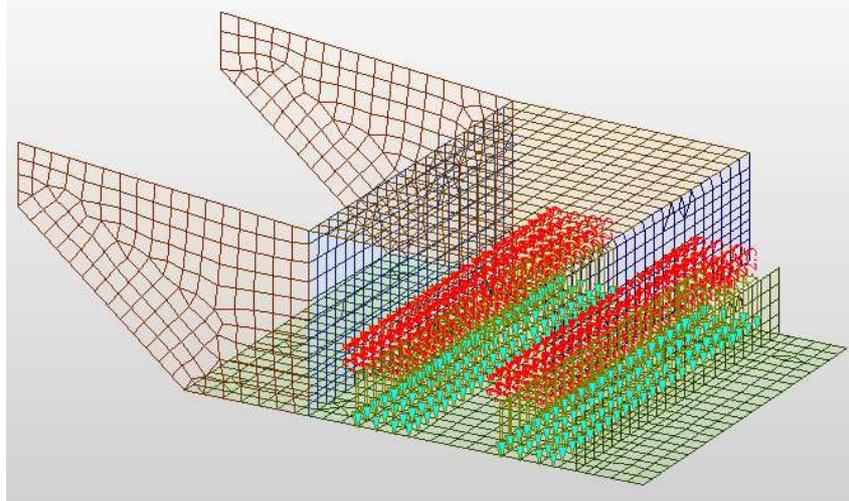
- **Q1_T_inf_c_x12:** schema di carico 1, una corsia disposta al centro dello scatolare, applicata come *plane load* in corrispondenza della fine dello scatolare:



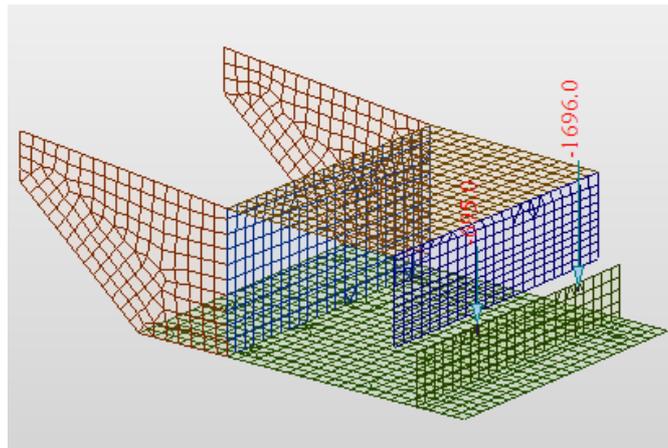
- **Q1_D1_inf_c:** carico distribuito della corsia 1 applicato come pressione (9 kN/m²)



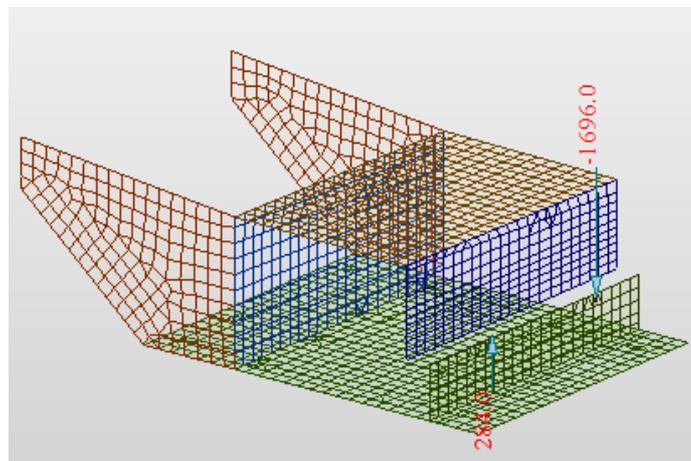
- **Q1_D2_inf_c:** carico distribuito della zona rimanente applicato come pressione (2.5 kN/m²)



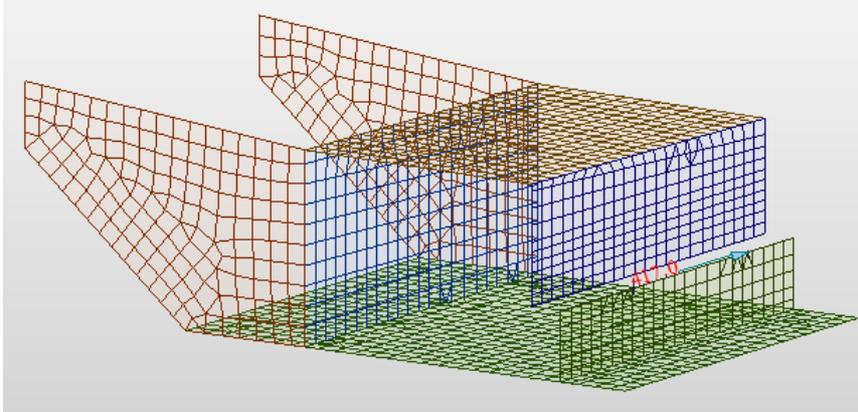
- **Imp. MaxCsx:** scarichi massimi su entrambe le travi dell'impalcato dovuti ai carichi mobili, applicati come carichi nodali



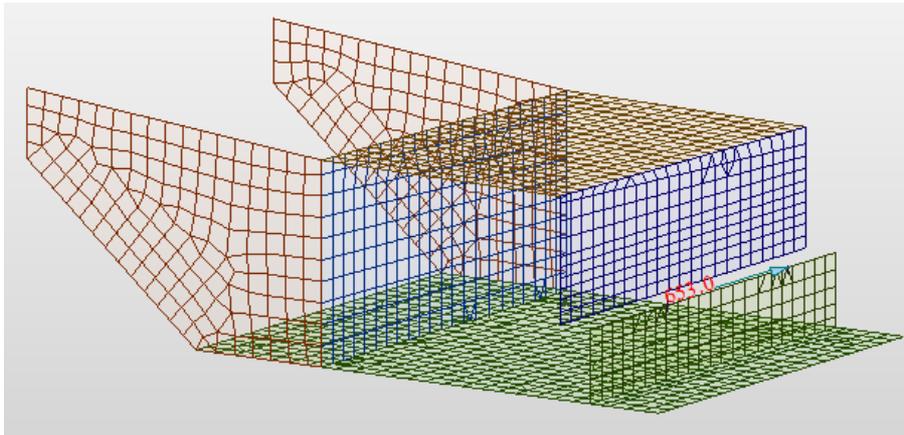
- **Imp. MaxEsx:** scarichi dell'impalcato dovuti ai carichi mobili in configurazione di massima eccentricità, applicati come carichi nodali



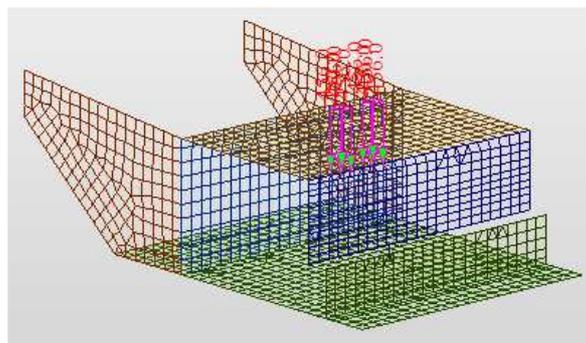
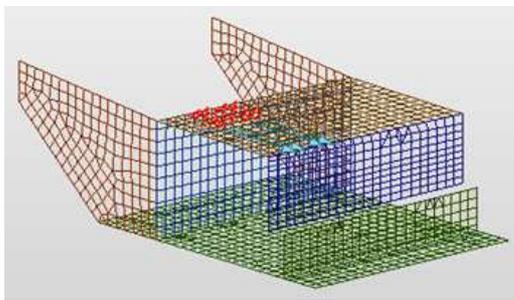
- **Imp. Vento scarico:** scarichi nodali dell'impalcato dovuti al vento in condizioni di assenza di carichi mobili



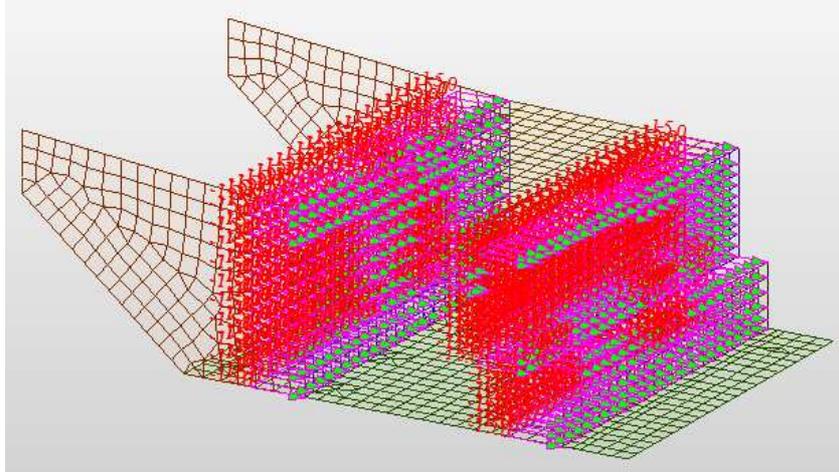
- **Imp. Vento carico:** scarichi nodali dell'impalcato dovuti al vento in condizioni di presenza di carichi mobili



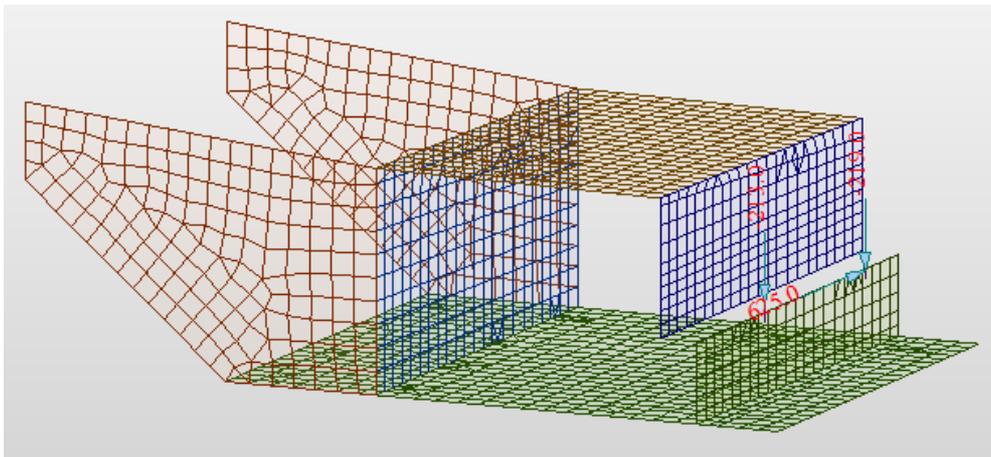
- **Frenatura:** azione di frenatura applicata come carichi puntuali orizzontali e carichi verticali di impronte di veicolo



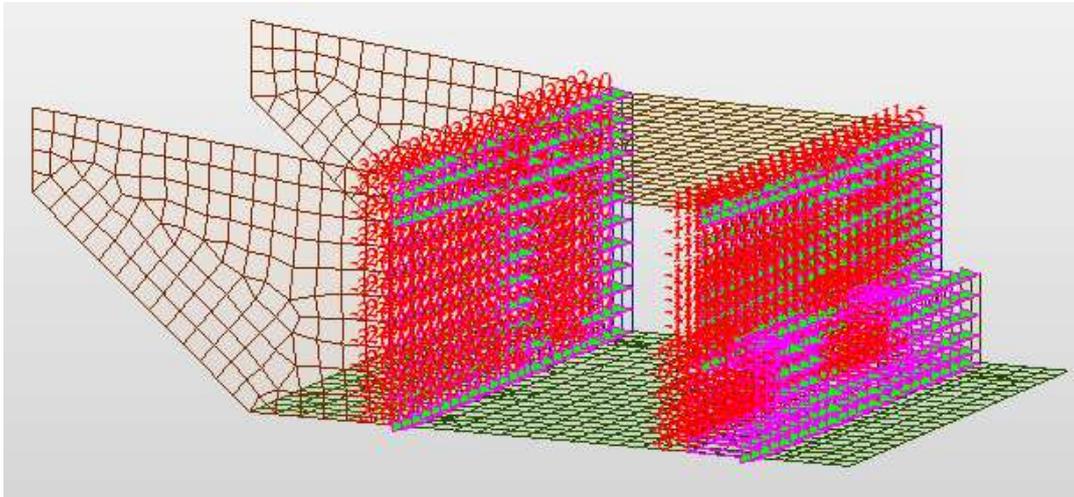
- **Wood M1:** sovrappinta sismica calcolata col metodo di Wood e con coefficienti di sicurezza M1, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 35^\circ$ e applicata come pressione uniforme sul muro del sottopasso e sul muro frontale



- **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				
GEO-M2-2	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	1.15		1.15	1.15
GEO-M2-5	1	1	1	1	1			1		1.15	1.15	1.15
GEO-M2-6	1	1	1	1	1			1				
GEO-M2-7	1	1	1	1	1			1				
GEO-M2-8	1	1	1	1	1			1				
GEO-M2-9	1	1	1	1	1			1				
GEO-M2-10	1	1	1	1	1			1				
GEO-M2-11	1	1	1	1	1			1				
GEO-M2-12	1	1	1	1	1			1				
Sisma 1	1	1	1	1	1		1					
Sisma 2	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
Sisma 2												-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

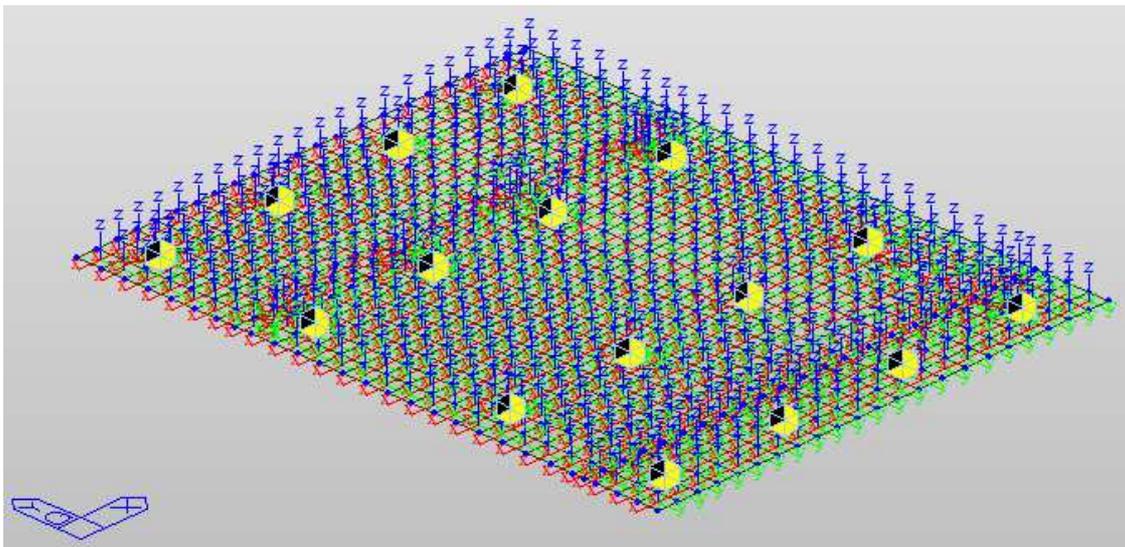


Figura 12– assi locali della platea di fondazione

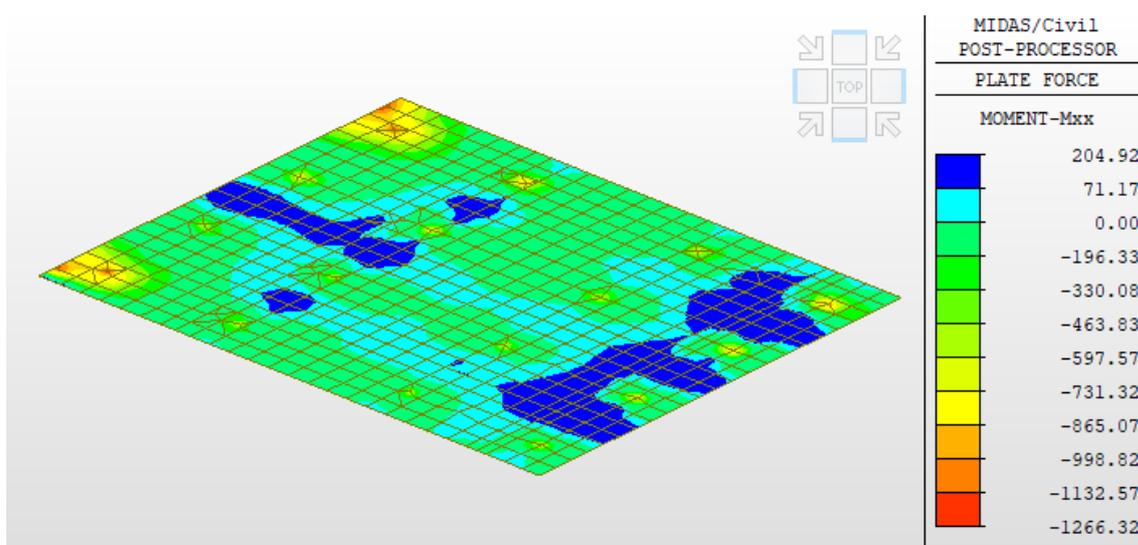


Figura 13– Platea di fondazione – M_{xx} [kNm/m], involuipo STR

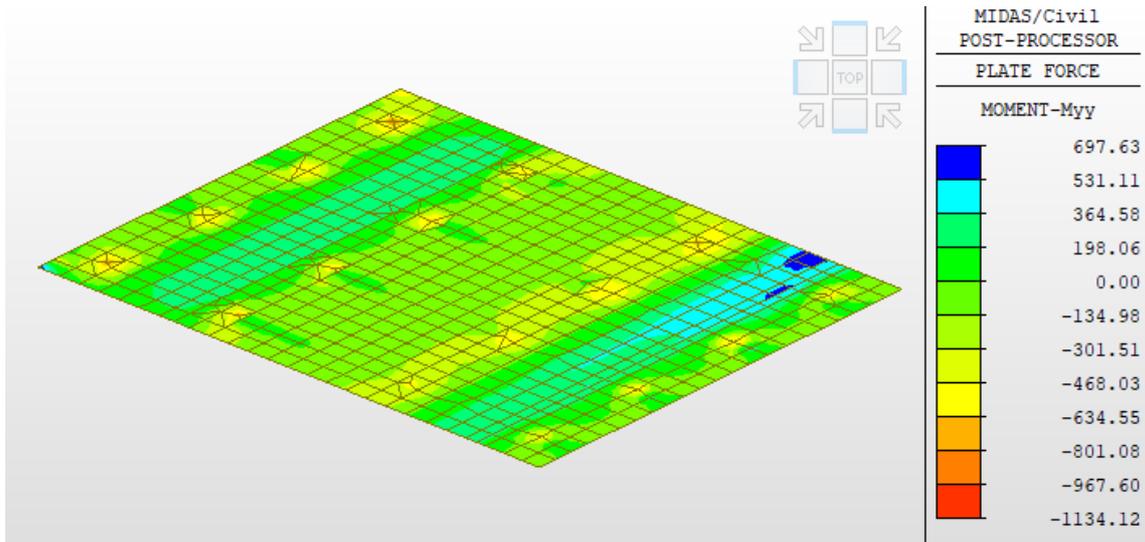


Figura 14– Platea di fondazione – Myy [kNm/m], involucro STR

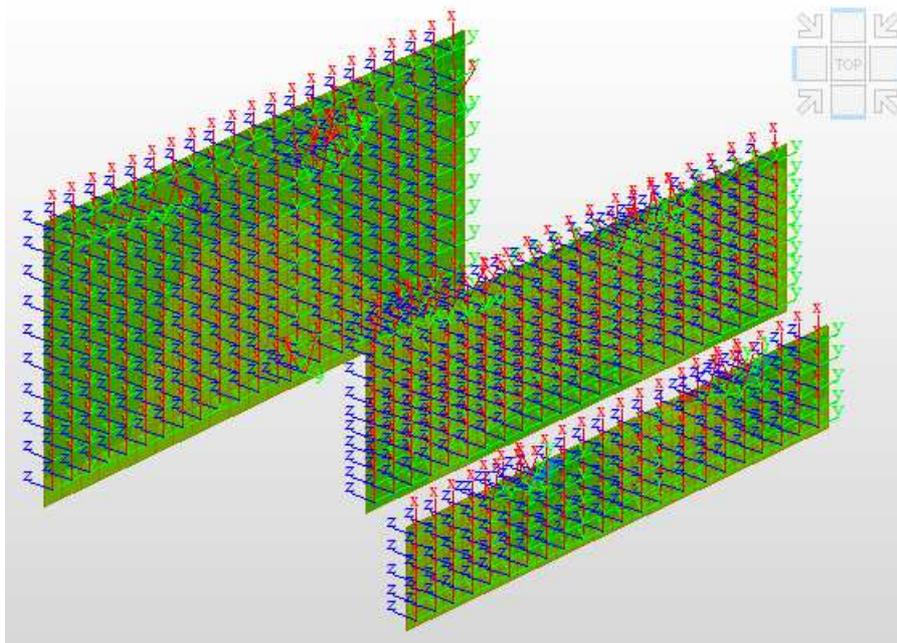


Figura 15– assi locali dei muri verticali in elevazione

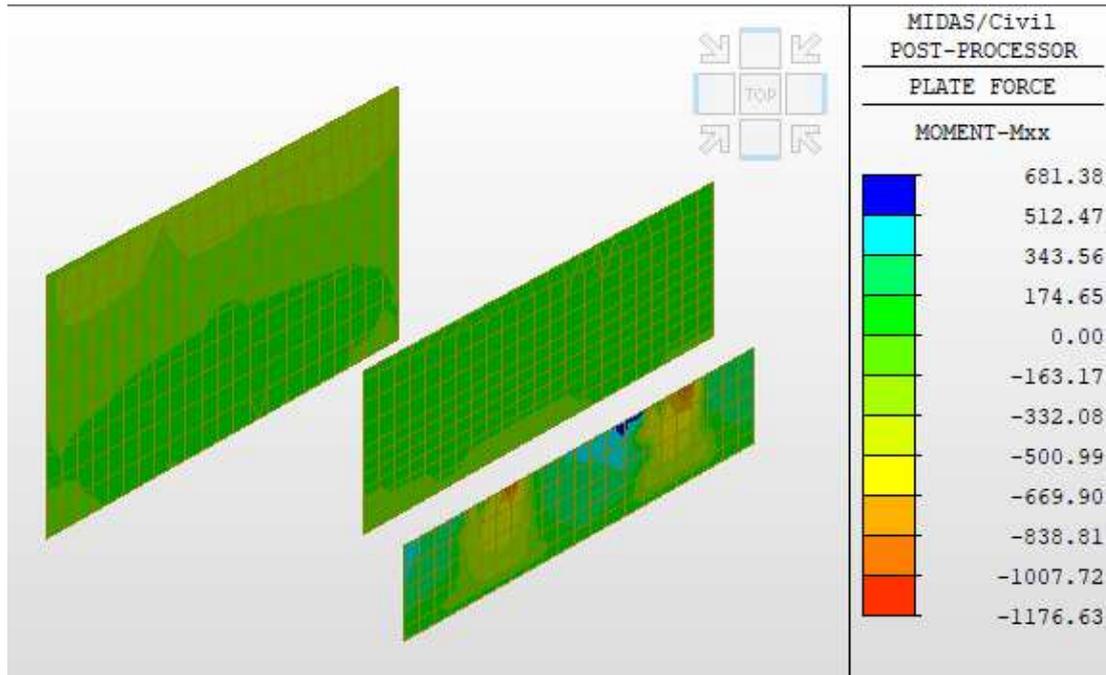


Figura 16 : Elevazione, muri verticali – Mxx [kNm/m], involucro STR

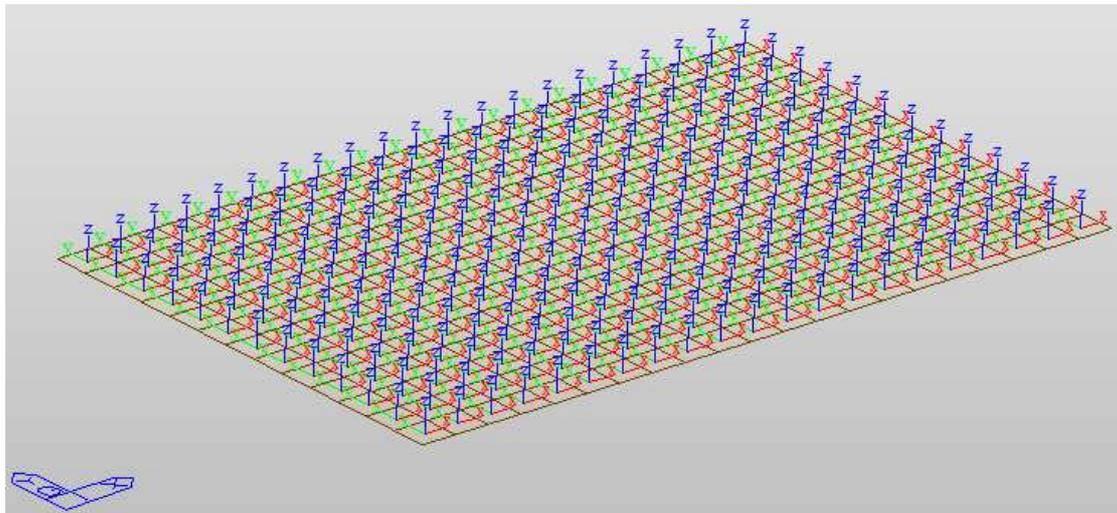


Figura 17– Elevazione, muro orizzontale sottopasso – assi locali

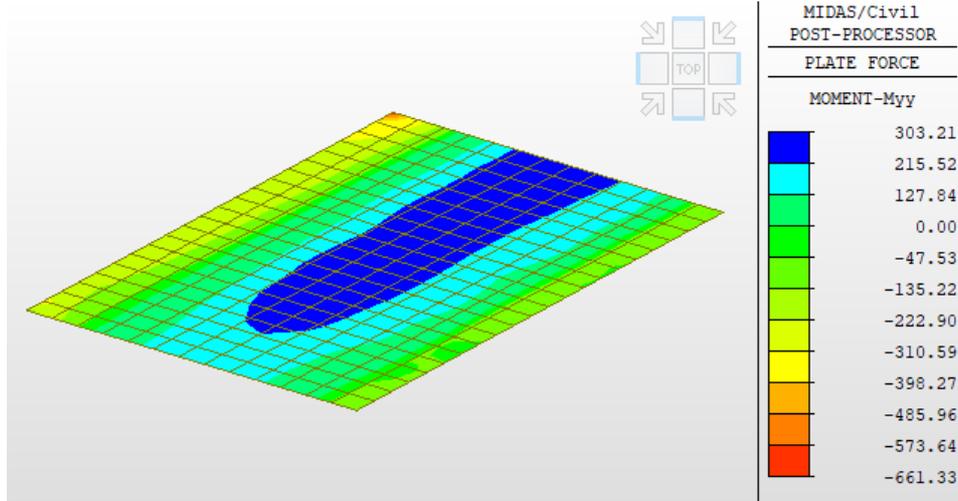


Figura 18– Elevazione, soletta superiore del sottopasso – Myy [kNm/m], involucro STR

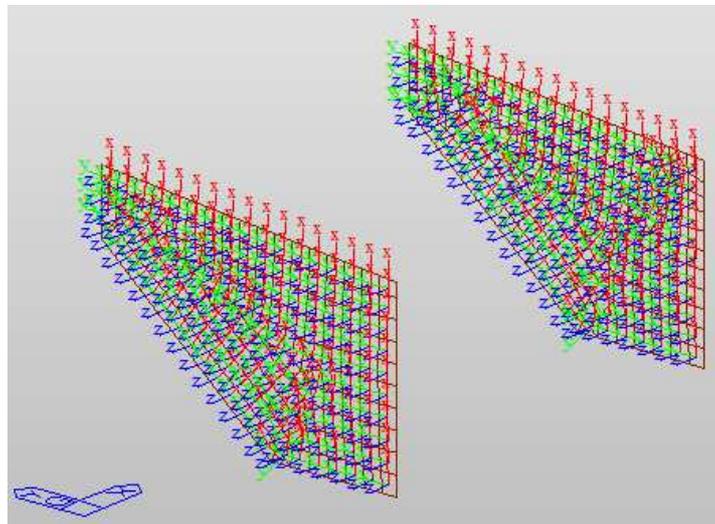


Figura 19: Elevazione, muri andatori – assi locali

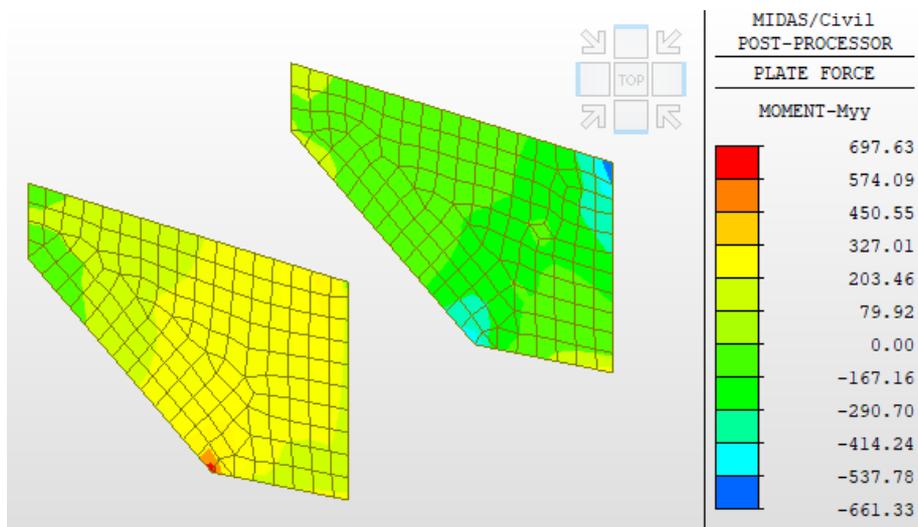


Figura 20: Elevazione, muri andatori – Myy [kNm/m], involucro STR

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:

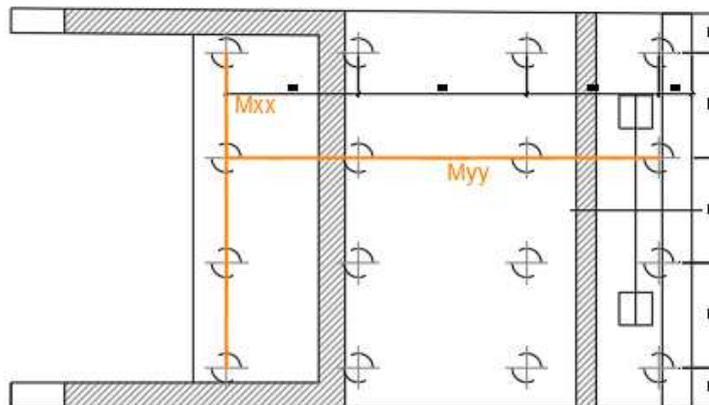


Figura 21: Schema per le cutting lines a momento negativo

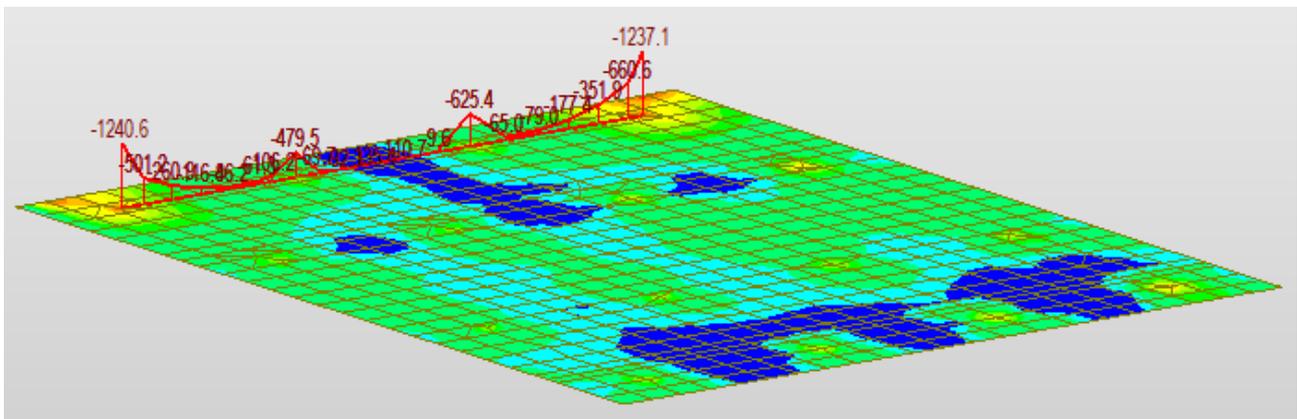


Figura 22: Cutting line a momento negativo, M_{xx} [kNm/m]

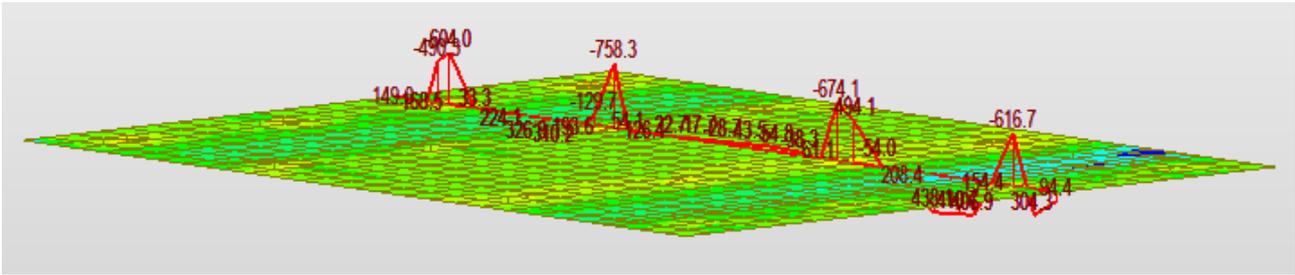


Figura 23: Cutting line a momento negativo, M_{yy} [kNm/m]

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

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

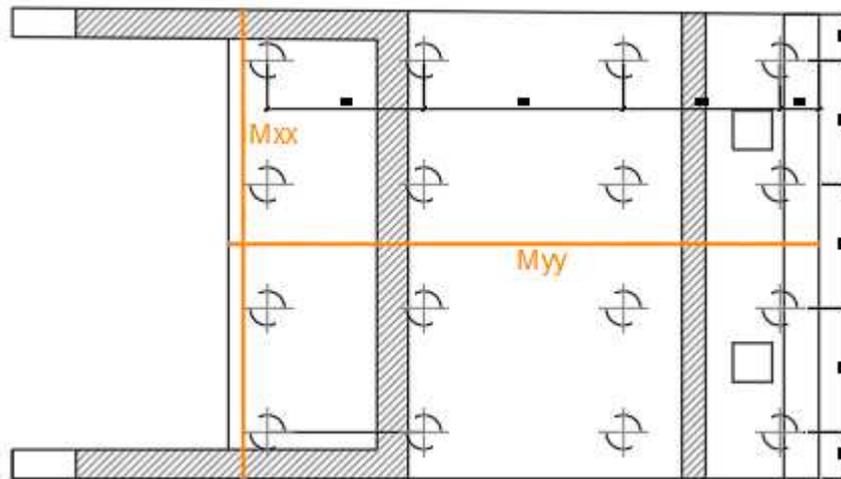


Figura 24: Schema per le cutting lines a momento positivo

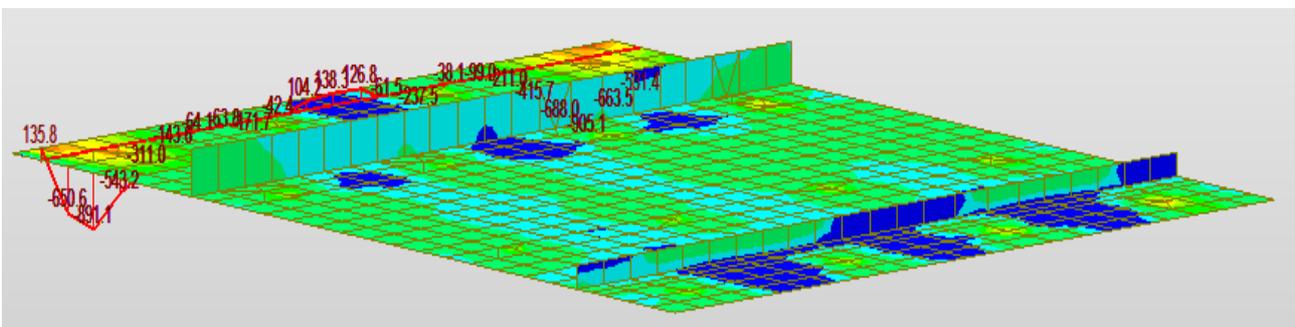


Figura 25: Cutting line a momento positivo, M_{xx} [kNm/m]

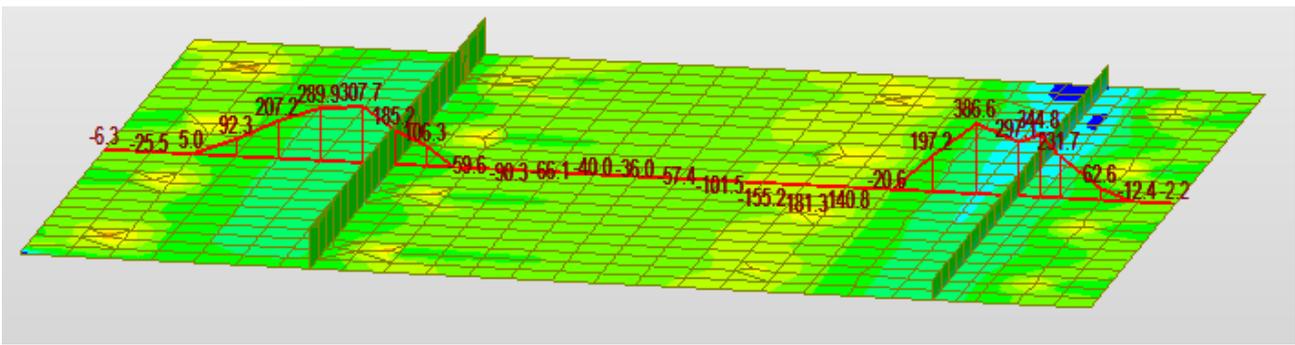


Figura 26: Cutting line a momento positivo, Myy [kNm/m]

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]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	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

M_{xRd} kN m

Materiali: B450C C28/35

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

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

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					
Verifica quantitativo minimo di armatura					
$f_{ct,eff}$	2.77	MPa	<i>tensione di aderenza acciaio-clt</i>		
k	0.65	-	<i>coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi</i>		
$M_{Ed,SLEf req}$	-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>			
$h_{c,eff}$	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.

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

The screenshot shows a software interface for structural design. Key sections include:

- Titolo:** Empty text field.
- N° strati barre:** 2 (with Zoom button).
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5,5
2	26,55	114,2
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. $N_{Ed} = 0$ kN, $M_{xEd} = 307$ kNm, $M_{yEd} = 0$ kNm.
- P.to applicazione N:** Centro. $xN = 0$, $yN = 0$.
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato.
- Materiali:** B450C, C28/35. $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $E_s = 200.000$ N/mm², $f_{cd} = 15,87$, $E_s/E_c = 15$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{c,adm} = 11$, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{co} = 0,6667$, $\tau_{c1} = 1,971$.
- M_{xRd} = 1.153** kNm.
- Stress values:** $\sigma_c = -15,87$ N/mm², $\sigma_s = 391,3$ N/mm², $\epsilon_c = 3,5$ ‰, $\epsilon_s = 56,96$ ‰.
- Dimensions:** d = 114,2 cm, x = 6,611, x/d = 0,05789, $\delta = 0,7$.
- Other parameters:** N° rett. = 100, L₀ = 0 cm, Col. modello.
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, 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-clc
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			
$\sigma_{c,comp}$	-1.07	MPa	
$\sigma_{s,comp}$	-6.32	MPa	
$\sigma_{s,teso}$	6.25	MPa	
$\sigma_{c,teso}$	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:

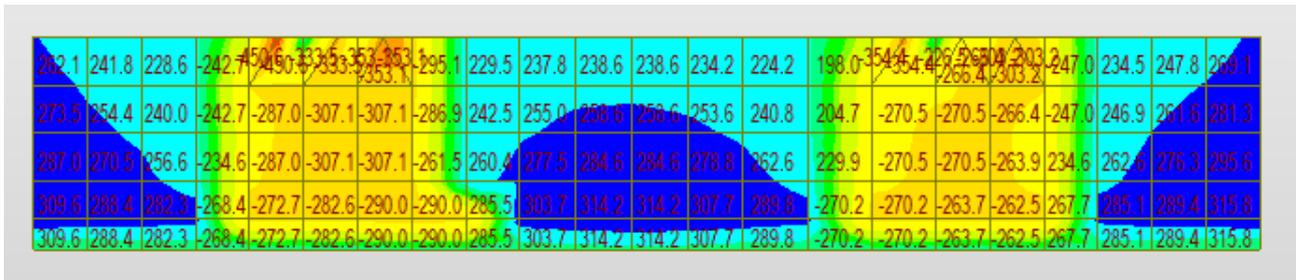


Figura 27: andamento M_{xx} , muro frontale, involucro SISMA [kNm/m]

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

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

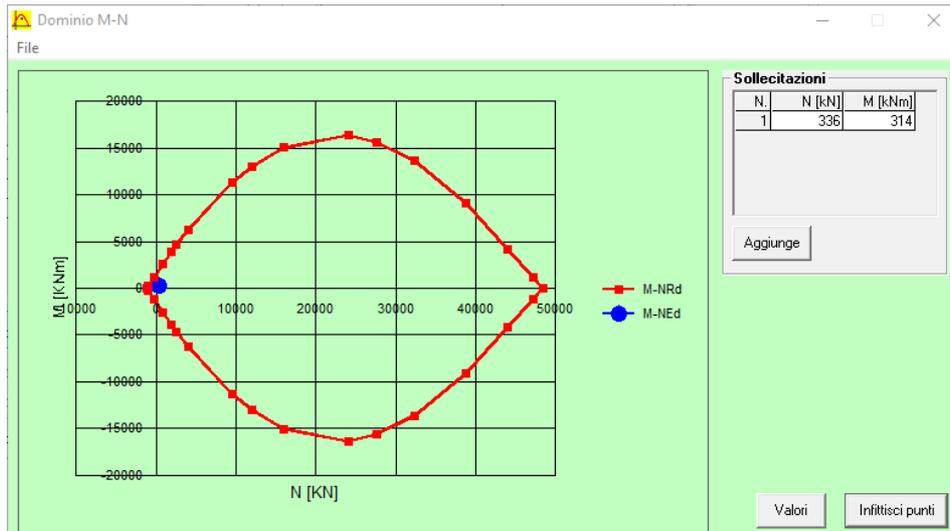


Figura 28: Verifica a pressoflessione muro frontale, dominio N-M

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:

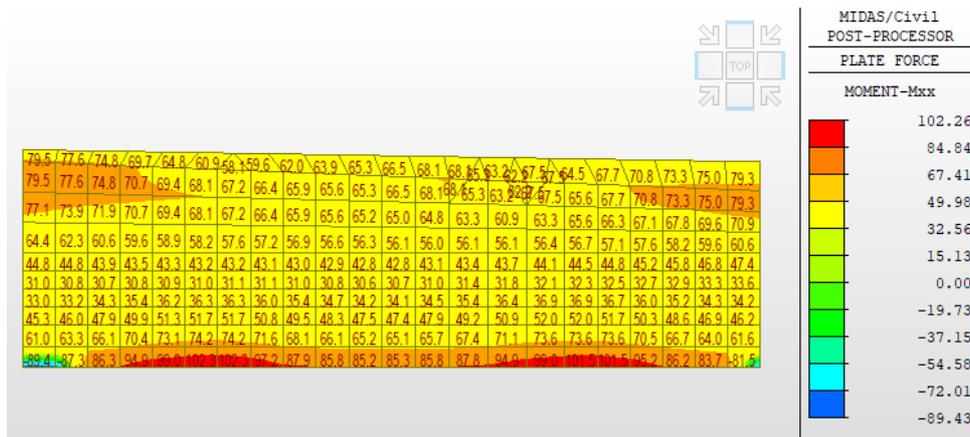


Figura 29: andamento M_{xx} , paragliaia, involuppo SISMA [kNm/m]

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

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 %	σ _c -18,13 N/mm ²
f _{yd} 391,3 N/mm ²	ε _{cu} 3,5	σ _s 391,3 N/mm ²
E _s 200.000 N/mm ²	f _{cd} 18,13	ε _c 3,5 %
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8	ε _s 30,51 %
ε _{syd} 1,957 %	σ _{c,adm} 12,25	d 54 cm
σ _{s,adm} 255 N/mm ²	τ _{co} 0,7333	x 5,558 x/d 0,1029
	τ _{c1} 2,114	δ 0,7

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

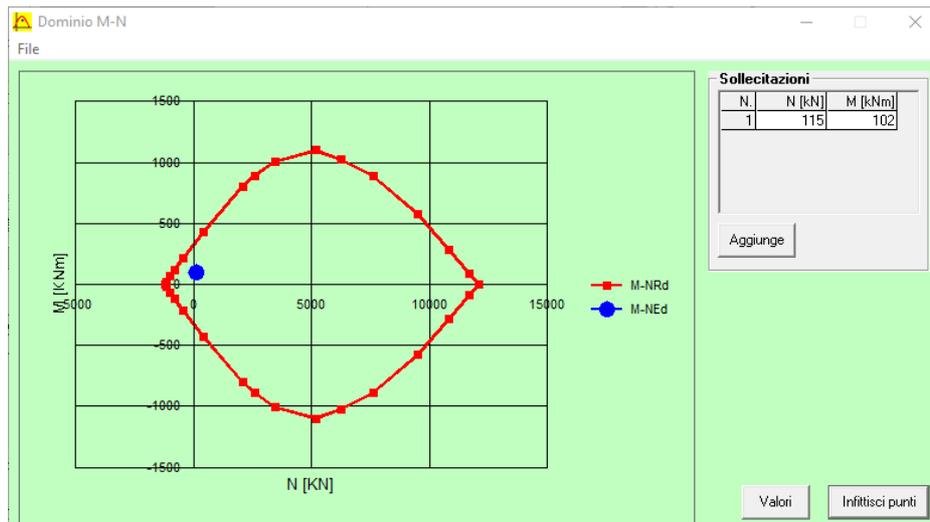


Figura 30: Verifica a pressoflessione del paraghiaia, dominio N-M

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:

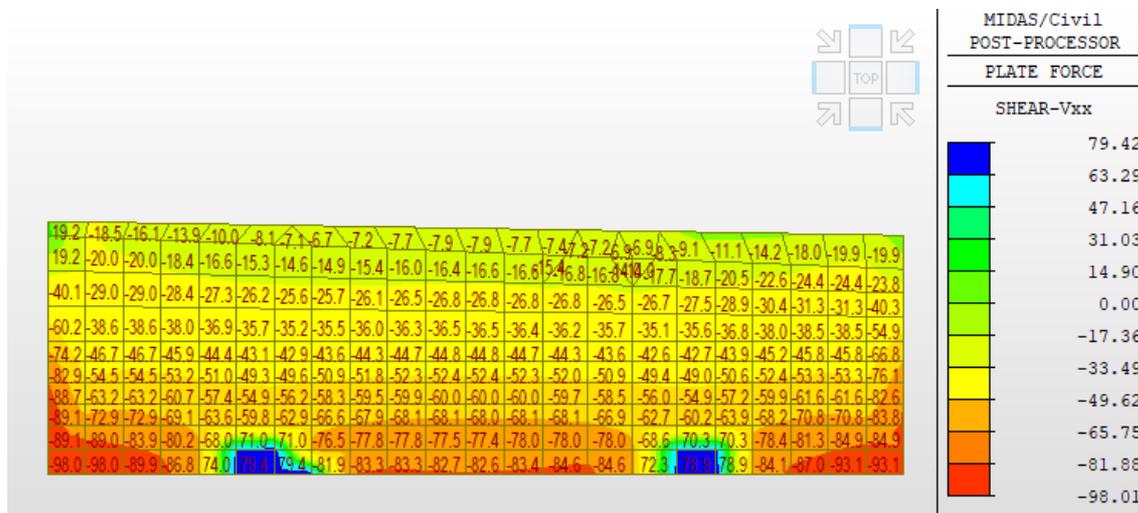


Figura 31: andamento V_{xx} , paraghiaia, involucro SISMA [kNm/m]

$V_{xx, max} = 85$ 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]
		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-clt
k	0.79	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi
$M_{Ed,SLEfreq}$	46	kNm	Fessure prima di 28 giorni?
			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:

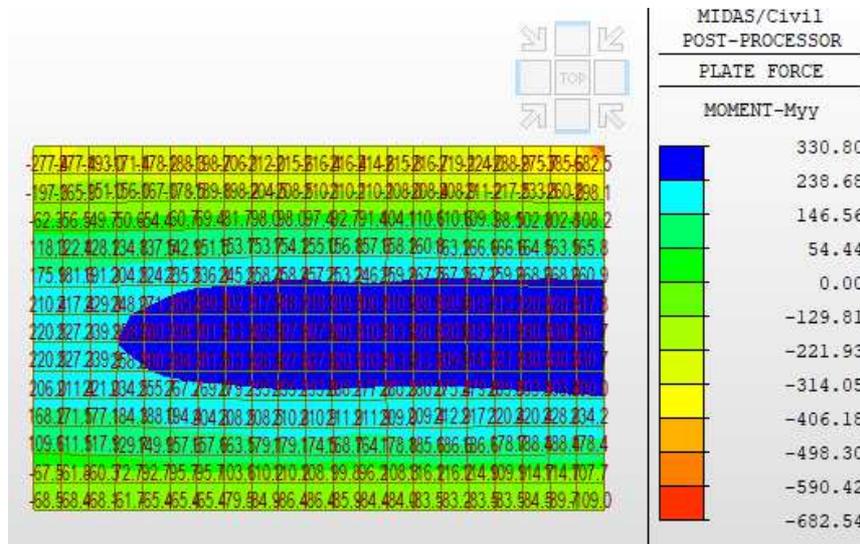


Figura 32: andamento Myy, soletta superiore scatolare, involuppo STR [kNm/m]

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

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 kN m

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 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/mm ²	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

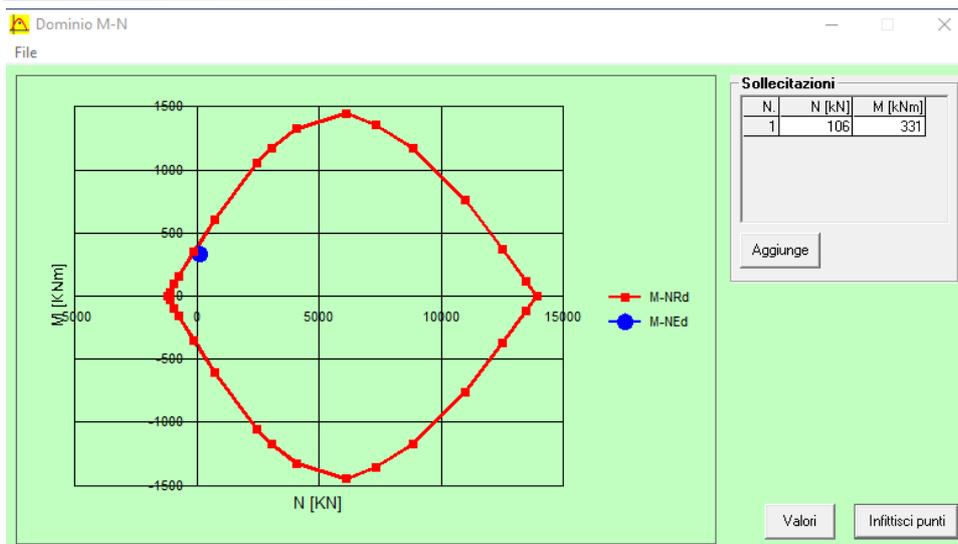


Figura 33: Verifica a pressoflessione della soletta dello scatolare, dominio N-M

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-cla	
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:

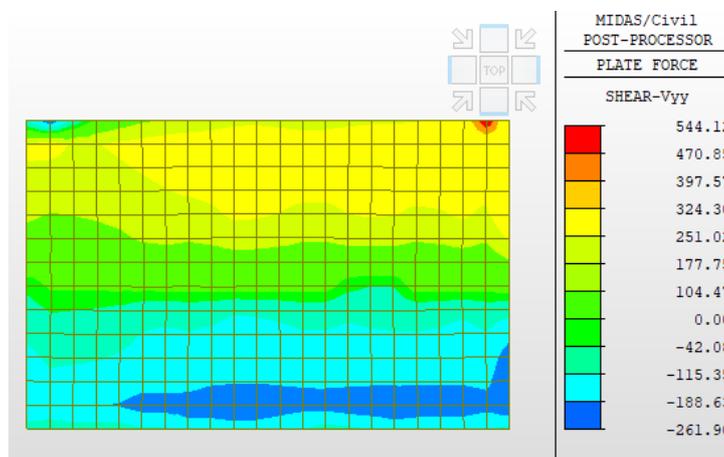


Figura 34: andamento V_{yy} , soletta superiore, involucro STR [kNm/m]

$V_{yy, max} = 244$ 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:

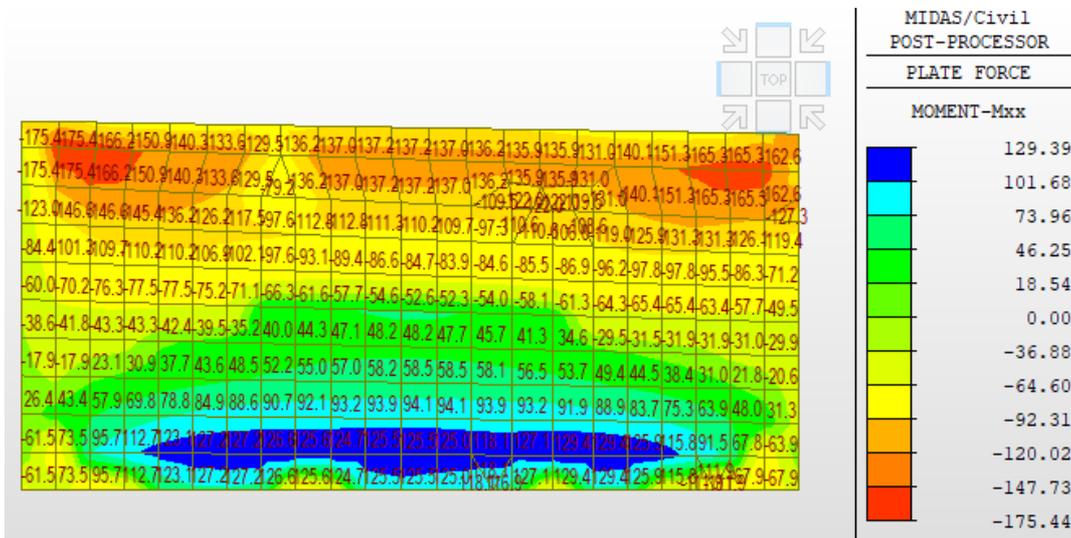


Figura 35: andamento M_{xx} , muro posteriore dello scatolare, involucro SISMA [kNm/m]

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

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

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

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

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} 548,9 kN m
 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

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

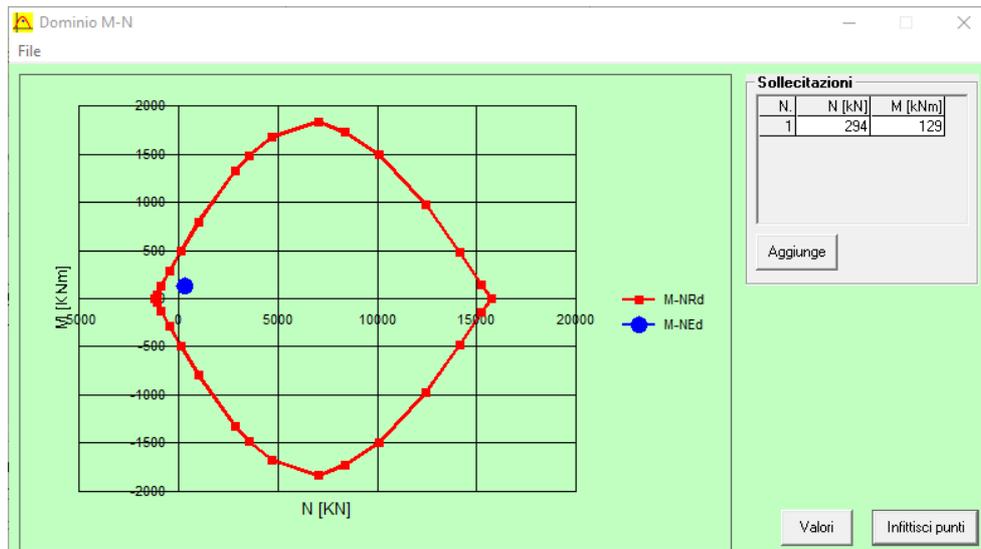


Figura 36: Verifica a pressoflessione del muro posteriore dello scatolare, dominio N-M

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-cla	
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:

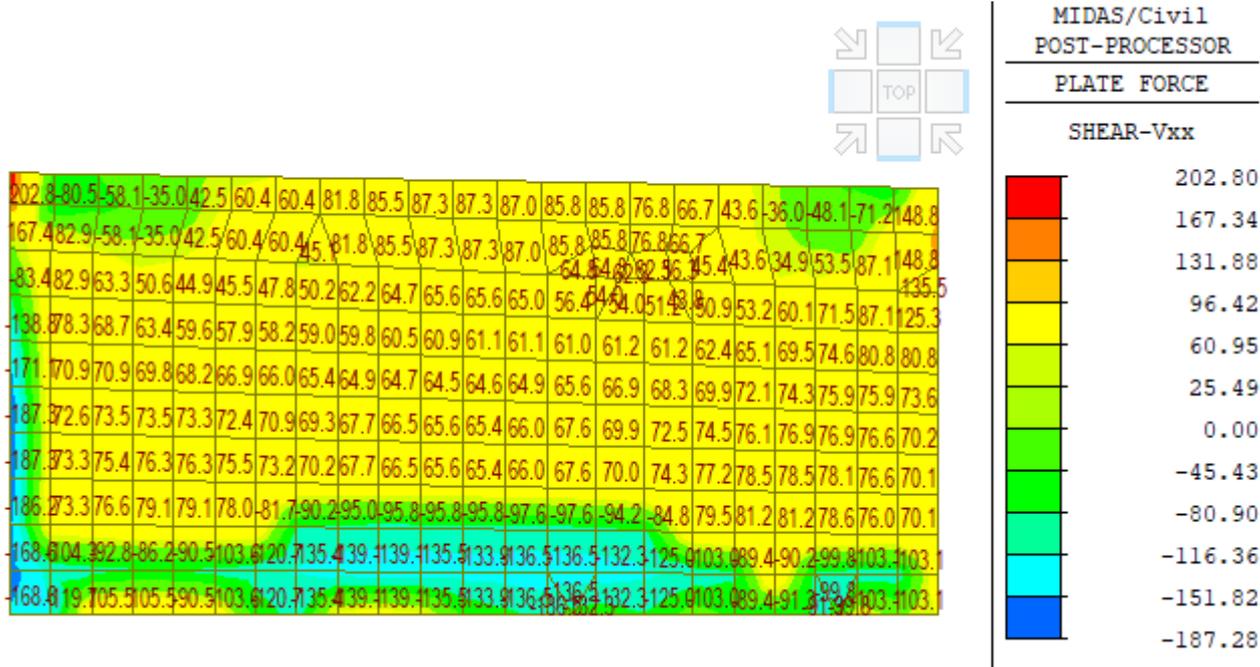


Figura 37: andamento Vxx, muro posteriore dello scatolare, involucro SISMA [kN/m]

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 Myy) 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:

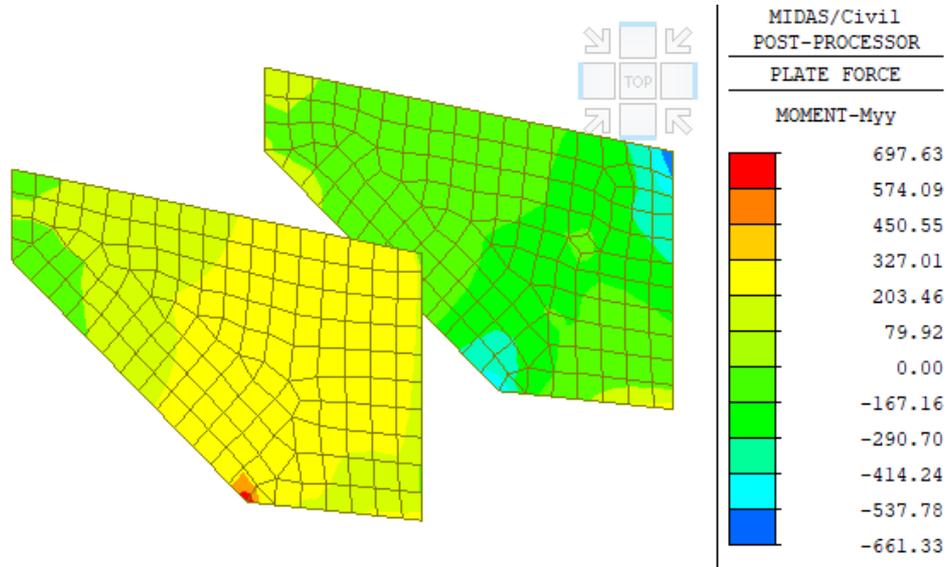


Figura 38: andamento Myy, muri andatori, involuppo STR [kNm/m]

Il momento di verifica è $M_{yy} = 421 \text{ kNm/m}$ 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
M_{xRd}	428.4 kNm
σ_c	-18.13 N/mm²
σ_s	391.3 N/mm²
ϵ_c	3.5 %
ϵ_s	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	\leq	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				
K4	0.425	<i>← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)</i>			
p medio	143 mm	<i>distanza media fra le barre tese</i>			
Φ_{eq}	20.0 mm	<i>diametro equivalente</i>			
$h_{c,eff}$	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>	\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
- $k = 1 + (200/d)^{0.5}$
- $v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$
- $\rho_1 = A_{s1}/(b_w d)$ 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:

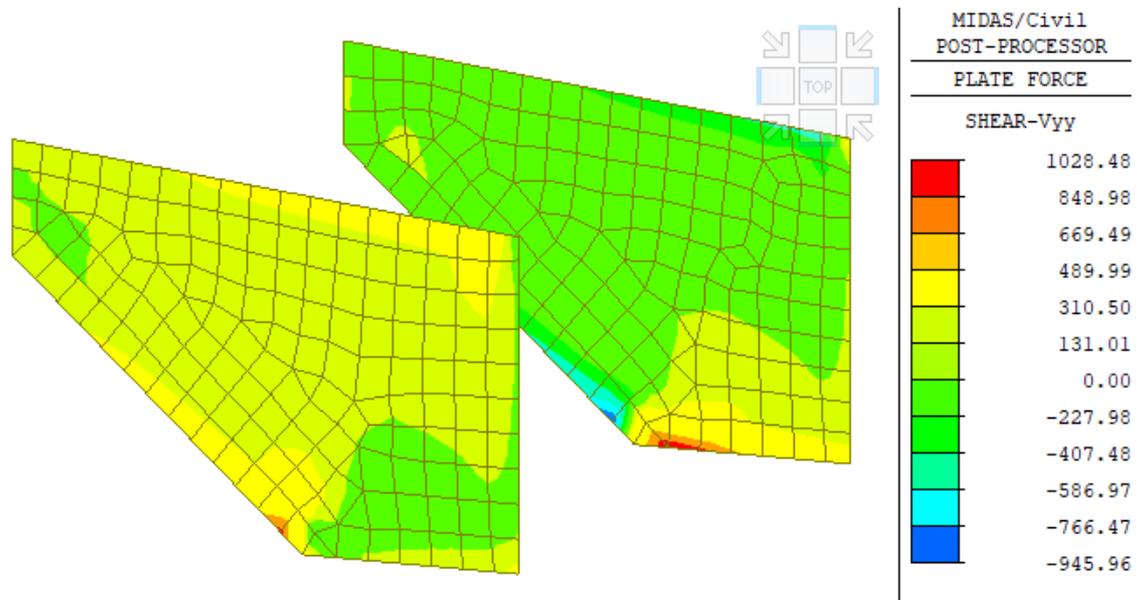


Figura 39: andamento V_{yy} , muri andatori, involucro STR [kNm/m]

$V_{xx, max} = 271$ 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'interfaccia 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	24,119	480	-234	-15,484	9,883	STR
N_min	12,477	102	-174	-4,012	2,110	
My_max	13,024	-70	645	7,323	1,269	
My_min	24,119	480	-234	-15,484	9,883	
Mx_max	23,445	917	-174	-14,776	15,342	
Mx_min	13,151	-419	233	2,281	-4,061	
N_max	19,717	318	-130	-12,084	6,654	EQU
N_min	13,090	318	-130	-3,860	5,706	
My_max	13,522	211	130	-188	5,376	
My_min	19,717	318	-130	-12,084	6,654	
Mx_max	19,717	318	-130	-12,084	6,654	
Mx_min	13,090	211	130	-211	5,314	
N_max	19,717	322	-127	-12,079	6,659	GEO
N_min	13,090	322	-127	-3,854	5,712	
My_max	13,522	183	537	4,423	5,199	
My_min	19,717	322	-127	-12,079	6,659	
Mx_max	19,717	322	-127	-12,079	6,659	
Mx_min	13,522	183	537	4,423	5,199	
N_max	13,254	1,441	1,256	11,934	17,492	SLV
N_min	12,775	-1,441	-1,256	-16,052	-13,770	
My_max	13,254	1,441	1,256	11,934	17,492	
My_min	12,775	-1,441	-1,256	-16,052	-13,770	
Mx_max	13,254	1,441	1,256	11,934	17,492	
Mx_min	12,775	-1,441	-1,256	-16,052	-13,770	

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'inteffaccia 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	28,565	591	-416	-19,600	10,735	STR
N_min	15,295	76	-374	-5,075	2,205	
My_max	15,418	-60	1,102	11,945	1,501	
My_min	28,565	591	-416	-19,600	10,735	
Mx_max	27,381	1,088	-374	-18,863	16,700	
Mx_min	16,494	-458	743	6,167	-4,328	
N_max	23,301	377	-261	-14,759	7,212	EQU
N_min	16,046	377	-261	-5,020	6,283	
My_max	16,046	294	255	951	5,972	
My_min	23,301	377	-261	-14,759	7,212	
Mx_max	23,301	377	-261	-14,759	7,212	
Mx_min	16,046	294	255	951	5,972	
N_max	23,301	380	-258	-14,757	7,215	GEO
N_min	16,046	380	-258	-5,017	6,286	
My_max	16,293	269	940	8,242	5,846	
My_min	23,301	380	-258	-14,757	7,215	
Mx_max	23,301	380	-258	-14,757	7,215	
Mx_min	16,293	269	940	8,242	5,846	
N_max	15,886	1,327	1,407	14,340	14,939	SLV
N_min	14,927	-1,327	-1,407	-18,557	-10,995	
My_max	15,886	1,327	1,407	14,340	14,939	
My_min	14,927	-1,327	-1,407	-18,557	-10,995	
Mx_max	15,886	1,327	1,407	14,340	14,939	
Mx_min	14,927	-1,327	-1,407	-18,557	-10,995	

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	

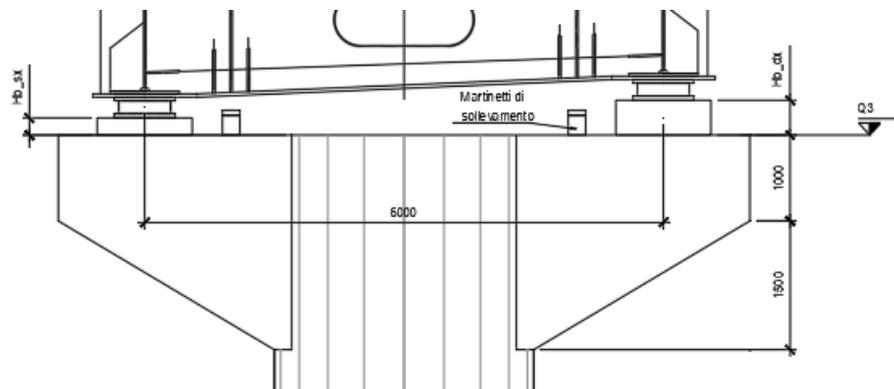
P3	SOLLECITAZIONI interfaccia pulvino fusto pila					
	N (z)	T (x)	T (y)	Mtrasv	M long	[kN;m]
N_max	21,309	437	-284	-8,675	1,795	STR
N_min	10,515	0	-283	716	306	
My_max	14,834	814	712	2,418	2,676	
My_min	16,802	0	-283	-8,857	482	
Mx_max	20,646	814	-283	-8,691	2,869	
Mx_min	11,363	-377	455	1,988	-793	
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	23,694	473	-248	-9,968	8,742	STR
N_min	12,282	96	-187	311	1,842	
My_max	17,220	754	652	10,873	12,152	
My_min	19,233	-341	-248	-10,598	-2,250	
Mx_max	23,031	910	-187	-9,224	13,639	
Mx_min	12,945	-413	234	5,924	-3,622	
N_max	19,399	313	-140	-7,887	5,889	EQU
N_min	12,819	313	-140	221	5,047	
My_max	12,819	214	129	3,413	4,729	
My_min	19,399	313	-140	-7,887	5,889	
Mx_max	19,399	313	-140	-7,887	5,889	
Mx_min	12,819	214	129	3,413	4,729	
N_max	19,399	317	-137	-7,881	5,894	GEO
N_min	12,819	317	-137	227	5,052	
My_max	13,248	190	543	7,425	4,651	
My_min	19,399	317	-137	-7,881	5,894	
Mx_max	19,399	317	-137	-7,881	5,894	
Mx_min	13,248	190	543	7,425	4,651	
N_max	12,987	1,348	1,165	13,671	14,834	SLV
N_min	12,507	-1,348	-1,165	-10,074	-11,571	
My_max	12,987	1,348	1,165	13,671	14,834	
My_min	12,507	-1,348	-1,165	-10,074	-11,571	
Mx_max	12,987	1,348	1,165	13,671	14,834	
Mx_min	12,507	-1,348	-1,165	-10,074	-11,571	

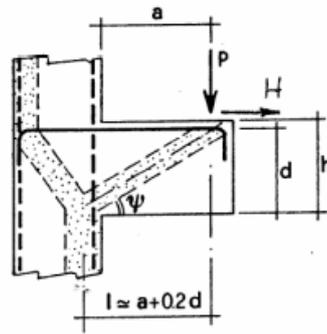
9.2 Verifiche

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:

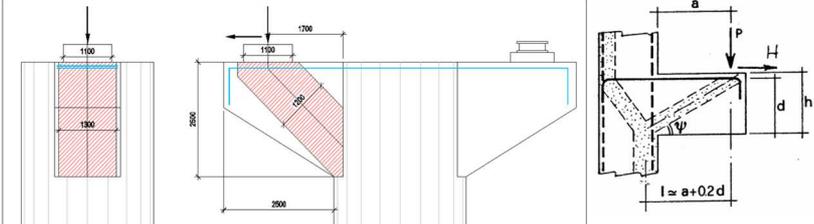
$$P_R = P_{RS} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda}$$

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

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 copriferro	h (cm)	250								
	Altezza pulvino	c (cm)	5.00								
	lunghezza braccio	d (cm)	245								
	larghezza	a (cm)	170								
		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	Dimensione Puntone compresso								
	fck (MPa)	33.2	Lp [cm]	120	SOLLECITAZIONI SLU						
ARMATURA	fyk (MPa)	450	Bp [cm]	139	STR1	STR2	STR3	STR4	STR5	STR6	
	fyd (MPa)	391.3	Ap [cmq]	16680	$P_{Ed} = V_{sd}$ (KN)	11770	4862	5175	11457	7112	7119
	As		Resistenza puntone correlata alla armatura	$P_{RC} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{RS}$	P_{RC} (KN)	20883.28	20883.28	20883.28	20883.28	20883.28	20883.28
	ϕ	26	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
numero barre totali	n°	60.00	Verifica armatura	$P_R \geq P_{Ed}$	P_{RD} (KN)	12411.60	12424.53	12411.60	12424.53	12910.34	12178.37
area acciaio	cm²	318.56	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							
	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_{sd} (KN)		225.42	224.53	225.42	224.53	224.53	582.15	
ARMATURA		As							
	Resistenza puntone correlata alla armatura	$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$	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
diametro barre	ϕ	26							
numero barre totali	n°	75.00							
area acciaio	cm ²	398.20							

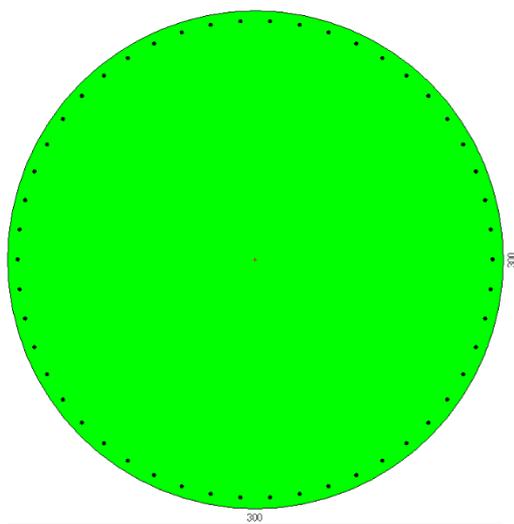
9.2.2 Verifiche fusto pila

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 9.1.1

N°	N	M _y	M _x	M _t	T _y	T _x
STR_1	24119	15484	9883	0	234	480
STR_2	12477	4012	2110	0	174	102
STR_3	13024	7323	1269	0	645	70
STR_4	23445	14776	15342	0	174	917
STR_5	13151	2281	4061	0	233	419

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 [cm]
Raggio interno [cm]
N° barre uguali
Diametro barre [cm]
Copriferro (baric.) [cm]

N° barre Zoom

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: N° rett.

Calcola MRd

angolo asse neutro θ°

Precompresso

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

Combinazione STR_1

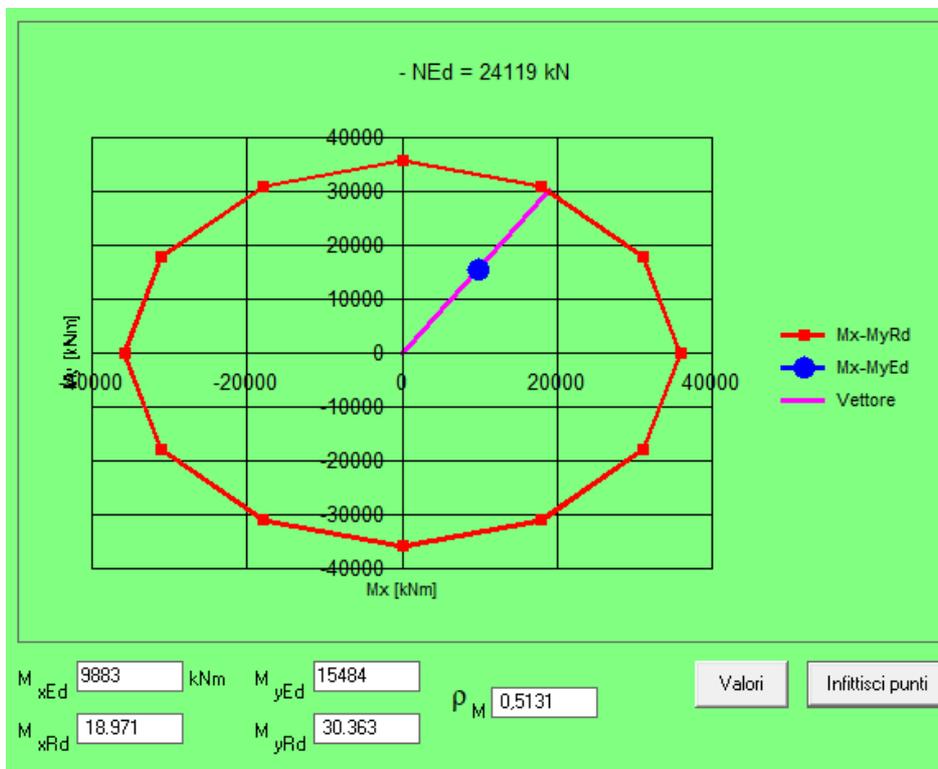


Figura 40: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_1, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_2

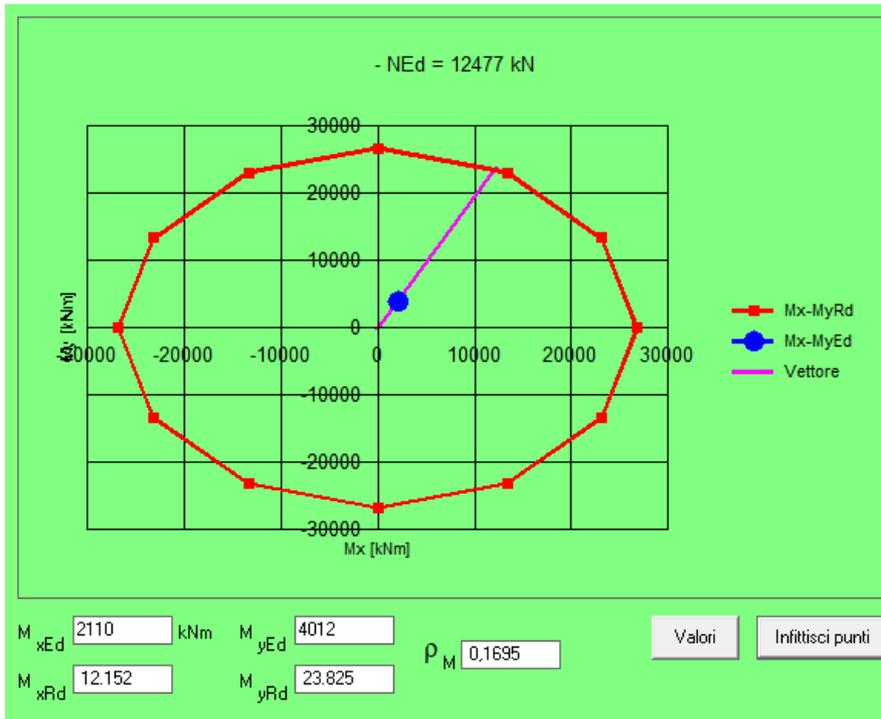


Figura 41: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_2, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_3

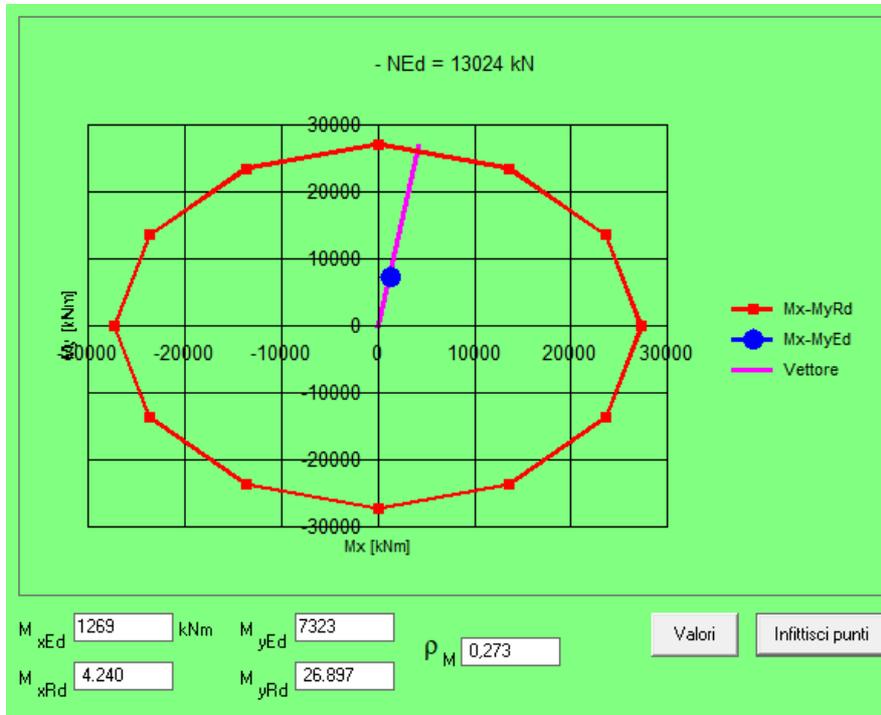


Figura 42: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_3, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_4

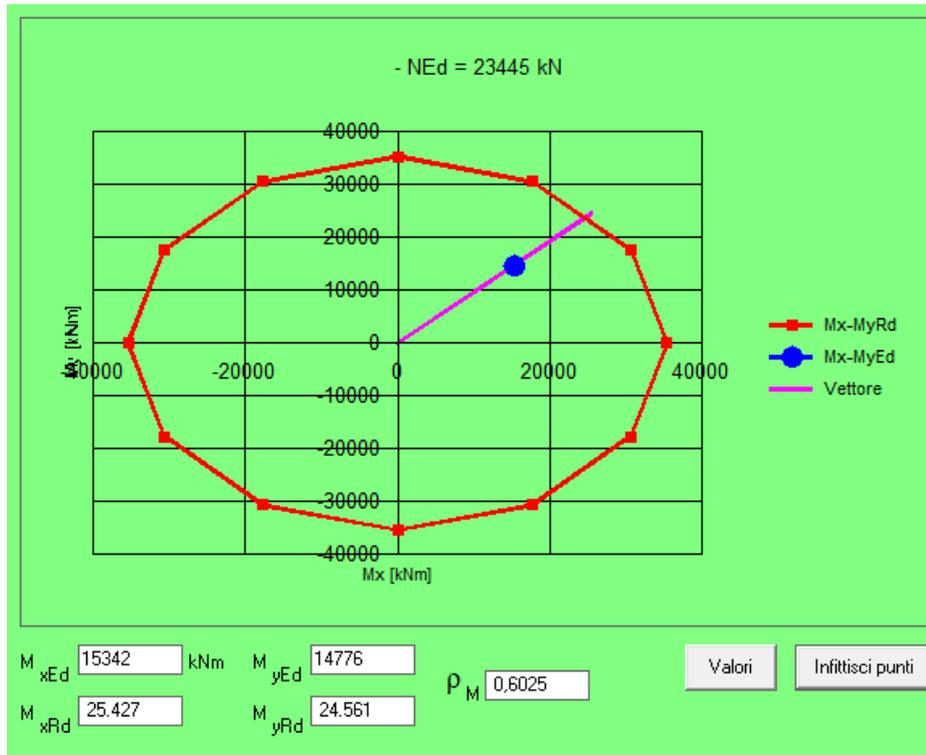


Figura 43: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_4, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_5

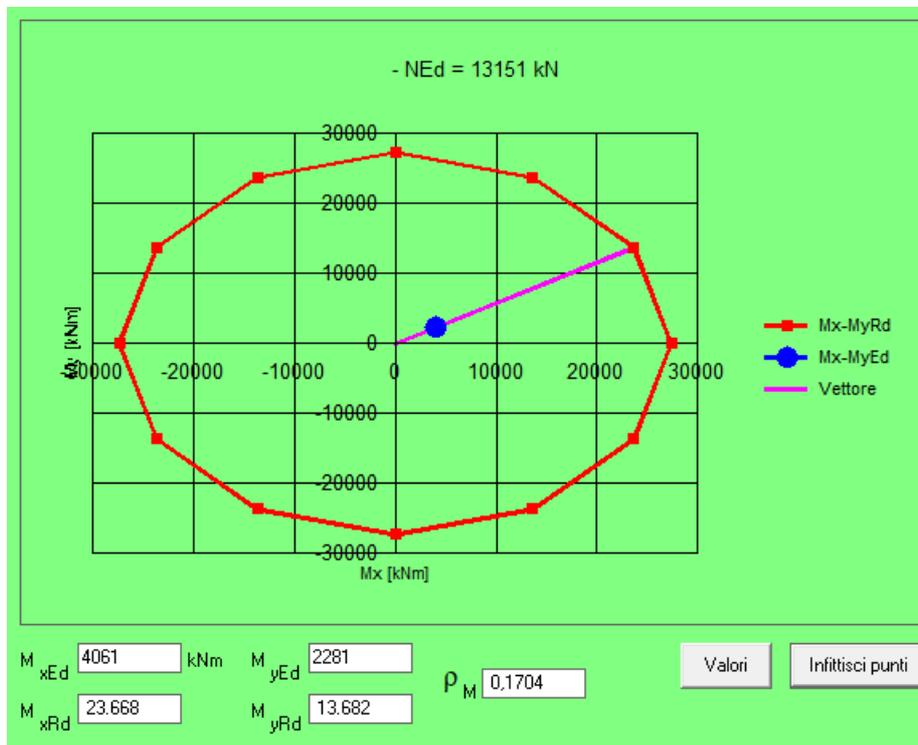


Figura 44: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_5, dominio M_x-M_y

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 al §9.1 e risulta pari a 1441 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}	1441	[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 (≤ 0,2 f _{cd}).....	σ _{cp}	0.000	[N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0,02).....	ρ ₁	0.002686	[-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1.297	[-]
	V _{min}	0.292	[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		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	28565	19600	10735	0	416	591
STR_2	15295	5075	2205	0	374	76
STR_3	15418	11945	1501	0	1102	60
STR_4	27381	18863	16700	0	374	1088
STR_5	16494	6167	4328	0	743	458

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

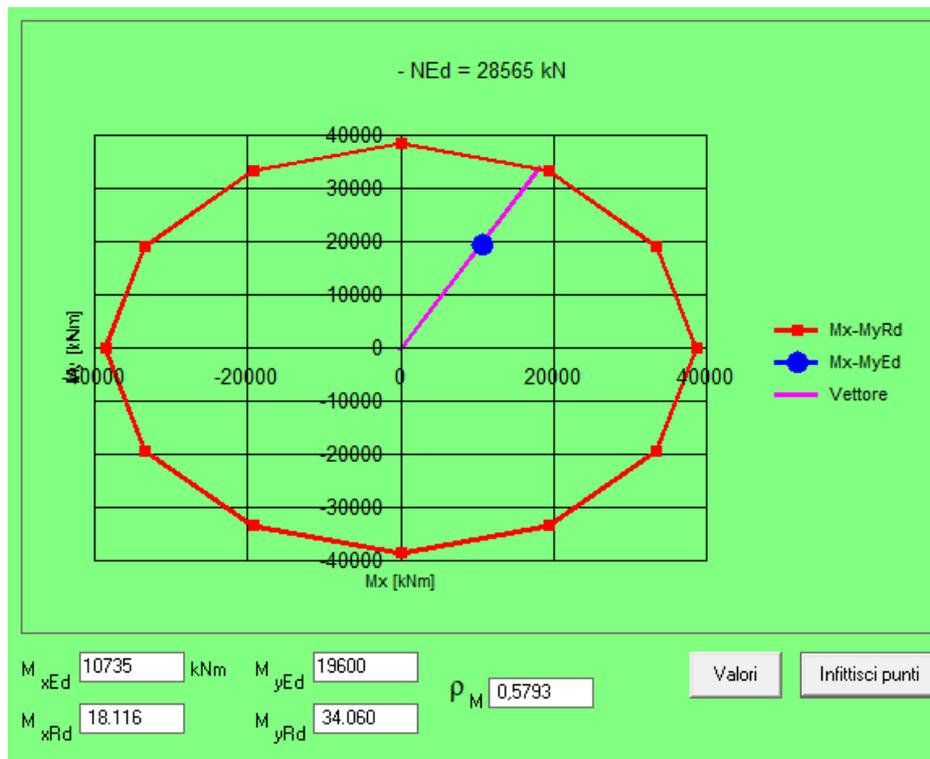


Figura 45: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_1, dominio M_x - M_y

Combinazione STR_2

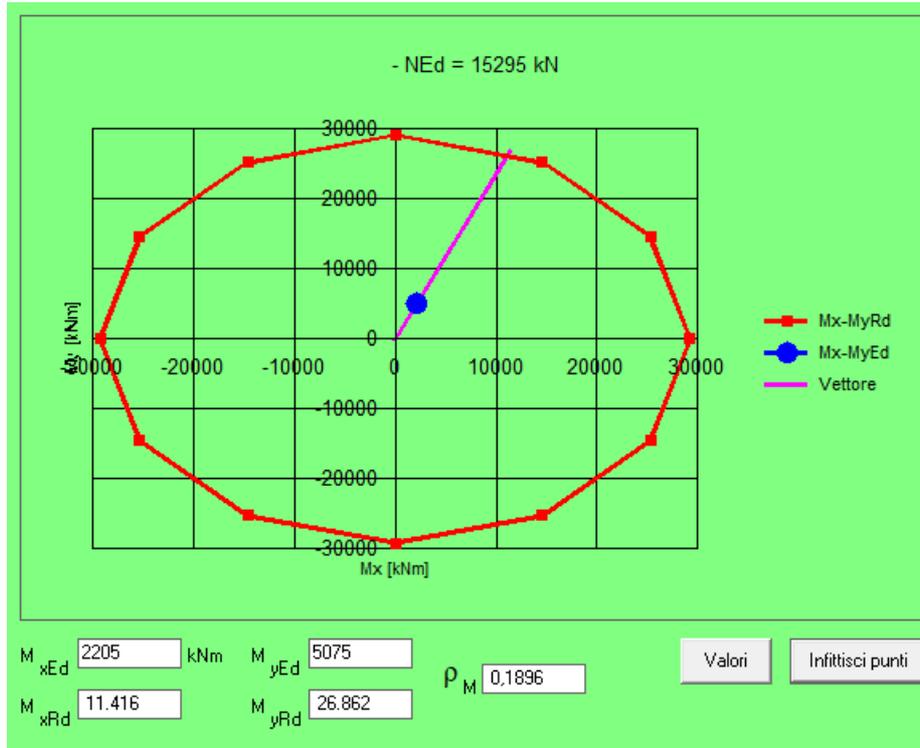


Figura 46: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_2, dominio M_x - M_y

Combinazione STR_3

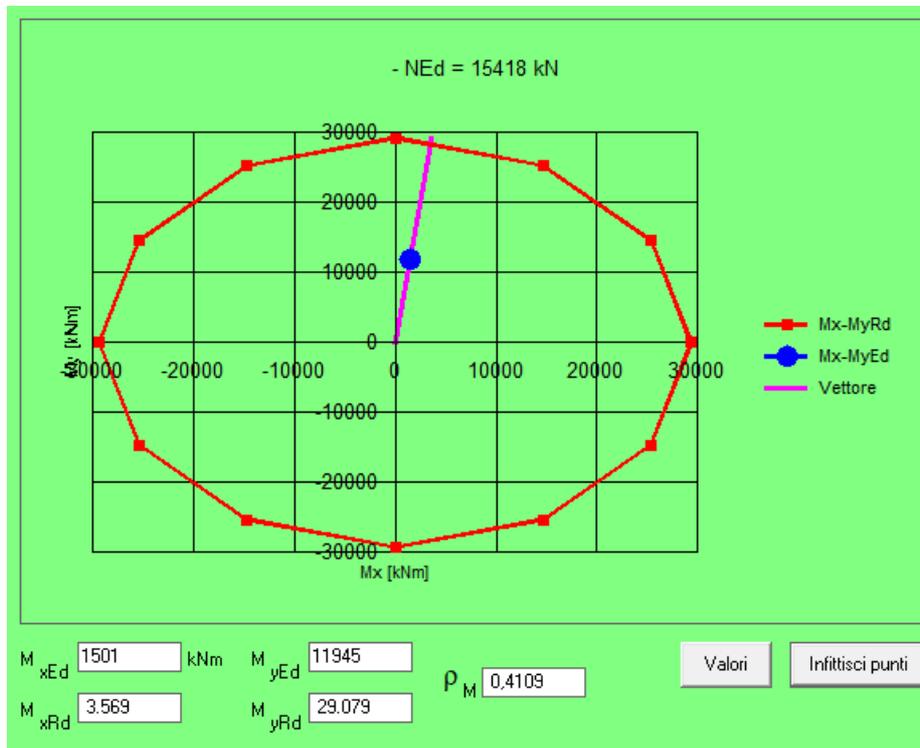


Figura 47: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_3, dominio M_x - M_y

Combinazione STR_4

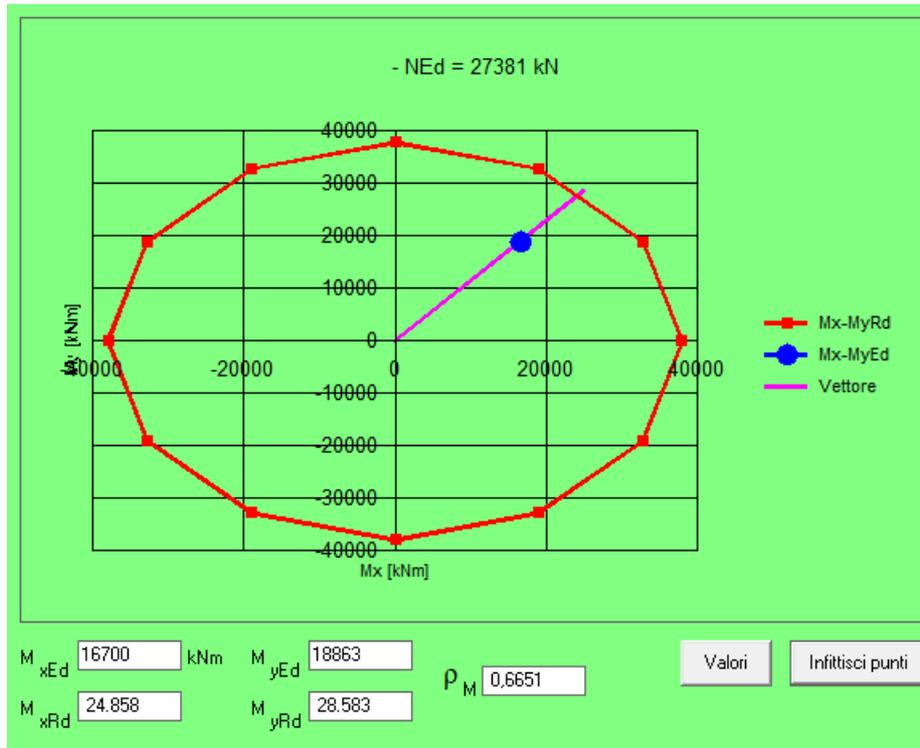


Figura 48: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_4, dominio M_x-M_y

Combinazione STR_5

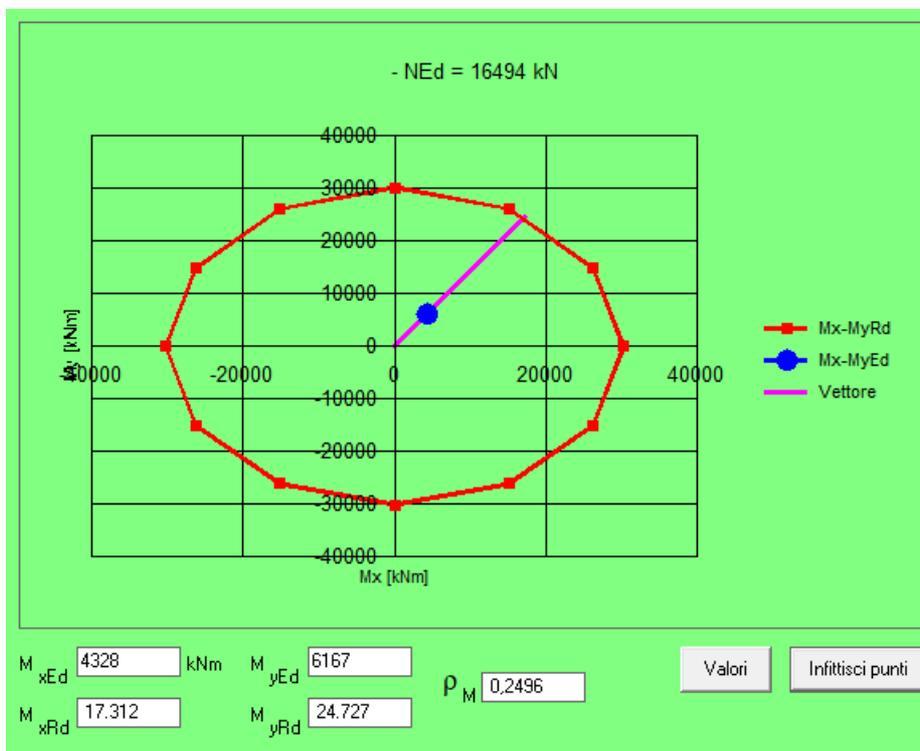


Figura 49: Verifica a pressoflessione deviata combinazione STR_5, dominio M_x-M_y

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
- $k = 1 + (200/d)^{0.5}$
- $v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$
- $\rho_1 = A_{s1}/(b_w d)$ 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 al §9.1 e risulta pari a 1407 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 _{y,d}	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}	1407	[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 (≤ 0,2 f _{cd}).....	σ _{cp}	0.000	[N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0,02).....	ρ ₁	0.002859	[-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1.297	[-]
	V _{min}	0.292	[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		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 $K_0 = 1 - \sin\phi$:

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

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
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	1.5	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
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
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	16,457	-7,087	-6,181	-622	3,037
STR 1_UI-2	16,457	-984	-6,181	0	3,037
STR 2_UII-1	20,839	-8,840	-9,681	-585	3,765
STR 2_UII-2	17,250	-11,527	-8,157	-585	3,765
STR 2_UII-3	17,864	-7,758	-7,953	-585	3,765
STR 2_UII-4	17,733	-7,045	-7,876	-585	3,765
STR 3_UIII-1	21,571	-8,275	-10,121	-597	3,767
STR 3_UIII-2	18,114	-11,674	-8,673	-597	3,767
STR 3_UIII-3	18,596	-7,193	-8,392	-597	3,767
STR 3_UIII-4	18,596	-7,193	-8,392	-597	3,767
STR 4_UIV-1	20,707	-8,357	-9,605	-608	3,765
STR 4_UIV-2	17,250	-11,756	-8,157	-608	3,765
STR 4_UIV-3	17,733	-7,275	-7,876	-608	3,765
STR 4_UIV-4	17,733	-7,275	-7,876	-608	3,765
GEO 1_UI-1	12,141	-6,003	-4,414	-539	2,516
GEO 1_UI-2	12,141	-5,392	-4,414	-477	2,516
GEO 2_UII-1	15,761	-6,888	-8,567	-507	3,310
GEO 2_UII-2	12,816	-9,784	-7,334	-507	3,310
GEO 2_UII-3	13,228	-5,966	-7,095	-507	3,310
GEO 2_UII-4	13,228	-5,966	-7,095	-507	3,310
GEO 3_UIII-1	16,509	-7,015	-9,015	-517	3,312
GEO 3_UIII-2	13,565	-9,911	-7,781	-517	3,312
GEO 3_UIII-3	13,976	-6,094	-7,542	-517	3,312
GEO 3_UIII-4	13,976	-6,094	-7,542	-517	3,312
GEO 4_UV-1	15,761	-7,087	-8,567	-527	3,310
GEO 4_UV-2	12,817	-9,982	-7,334	-527	3,310
GEO 4_UV-3	13,228	-6,165	-7,095	-527	3,310
GEO 4_UV-4	13,228	-6,165	-7,095	-527	3,310
Sisma 1	12,732	-3,602	-14,023	-368	4,870
Sisma 2	13,025	-9,961	-12,251	-1,223	4,451
Sisma 3	12,722	-3,592	-12,023	-367	4,451
Sisma 4	12,732	-3,602	-11,273	-368	4,055
Sisma 5	13,025	-9,961	-9,501	-1,223	3,636
Sisma 6	12,722	-3,592	-2,856	-367	1,735

AZIONI ALLA BASE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Combinazioni	N (kN)	Mt (kNm)	MI (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
STR 1_UI-1	20,490	-7,850	-15,629	-622	4,133
STR 1_UI-2	20,490	-1,000	-15,629	0	4,133
STR 2_UII-1	24,871	-9,595	-25,731	-585	5,028
STR 2_UII-2	21,283	-12,239	-19,454	-585	5,028
STR 2_UII-3	21,897	-8,477	-18,613	-585	5,028
STR 2_UII-4	21,765	-7,763	-18,299	-585	5,028
STR 3_UIII-1	25,603	-9,053	-27,500	-597	5,026
STR 3_UIII-2	22,146	-12,411	-21,537	-597	5,026
STR 3_UIII-3	22,629	-7,935	-20,381	-597	5,026
STR 3_UIII-4	22,629	-7,935	-20,381	-597	5,026
STR 4_UIV-1	24,740	-9,138	-25,417	-608	5,028
STR 4_UIV-2	21,283	-12,496	-19,454	-608	5,028
STR 4_UIV-3	21,765	-8,020	-18,299	-608	5,028
STR 4_UIV-4	21,765	-8,020	-18,299	-608	5,028
GEO 1_UI-1	15,128	-6,661	-11,737	-539	3,490
GEO 1_UI-2	15,128	-5,976	-11,737	-477	3,490
GEO 2_UII-1	18,748	-7,537	-21,520	-507	4,426
GEO 2_UII-2	15,803	-10,398	-16,440	-507	4,426
GEO 2_UII-3	16,215	-6,585	-15,456	-507	4,426
GEO 2_UII-4	16,215	-6,585	-15,456	-507	4,426
GEO 3_UIII-1	19,496	-7,687	-23,325	-517	4,424
GEO 3_UIII-2	16,551	-10,547	-18,245	-517	4,424
GEO 3_UIII-3	16,963	-6,735	-17,261	-517	4,424
GEO 3_UIII-4	16,963	-6,735	-17,261	-517	4,424
GEO 4_UV-1	18,748	-7,760	-21,520	-527	4,426
GEO 4_UV-2	15,803	-10,621	-16,440	-527	4,426
GEO 4_UV-3	16,215	-6,808	-15,456	-527	4,426
GEO 4_UV-4	16,215	-6,808	-15,456	-527	4,426
Sisma 1	15,718	-4,652	-29,153	-487	6,921
Sisma 2	16,012	-13,417	-26,033	-1,621	6,224
Sisma 3	15,709	-4,640	-25,257	-486	6,224
Sisma 4	15,718	-4,652	-24,660	-487	5,791
Sisma 5	16,012	-13,417	-21,540	-1,621	5,094
Sisma 6	15,709	-4,640	-10,279	-486	2,456

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:

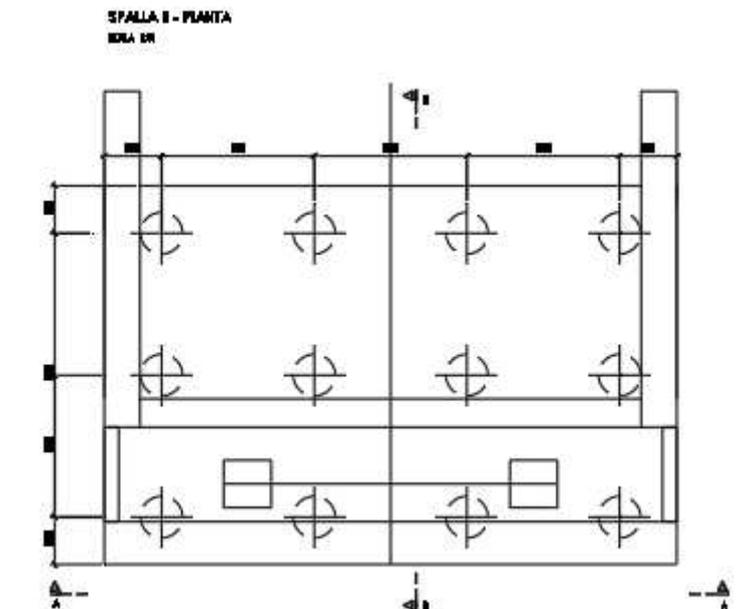
Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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:

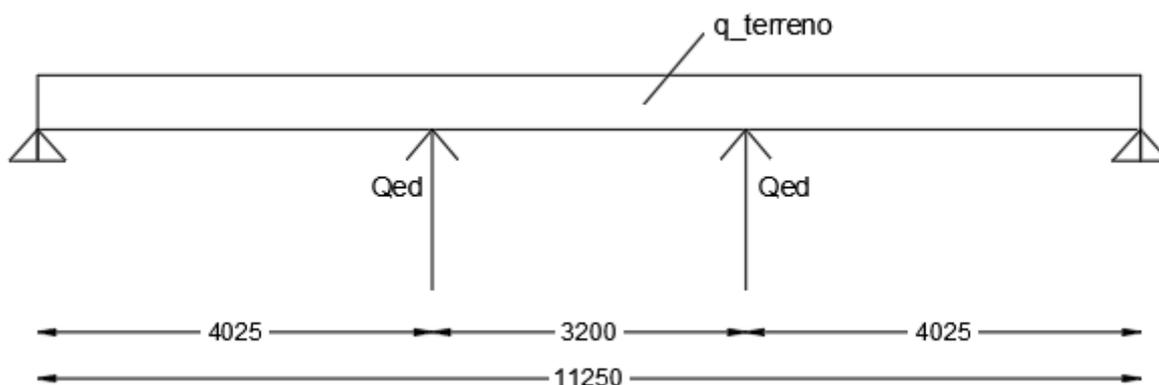


Figura 50: Schema statico per verifica platea

I carichi applicati sono:

- $Q_{ED} = 1895 \text{ kN}$
- $q_{\text{terreno}} = \gamma_{\text{terreno}} \cdot h \cdot b = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 6\text{m} \cdot 2.5\text{m} = 270 \text{ kN/m}$

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 1895 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:

$$M_Q = -Q_{ed} \cdot 4.025m = -7627 \text{ kNm}$$

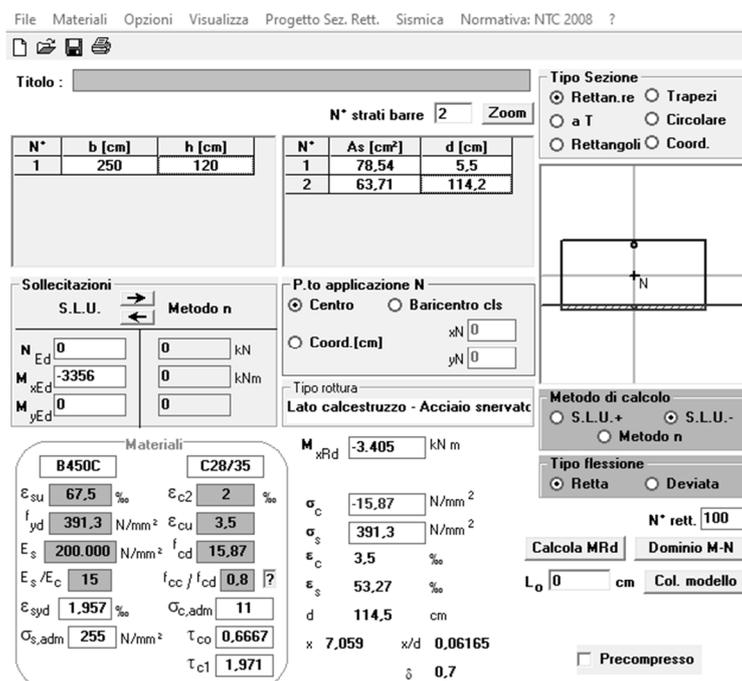
Il momento totale negativo quindi risulta pari a $-7627 + 4271 = -3356 \text{ kNm}$.

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} -3356 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 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6667
	τ_{c1} 1.971

M_{xRd} -3.405 kN m

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_s 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-clt</i>		
k	0.65	-	<i>coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi</i>		
$M_{Ed,SLEfreq}$	-2486	kNm	Fessure prima di 28 giorni?	no	
Breve termine					
Sezione non fessurata			Sezione fessurata		
$\sigma_{c,comp}$	3.86	MPa	$\sigma_{c,comp}$	8.74	MPa
$\sigma_{s,comp}$	22.64	MPa	$\sigma_{s,comp}$	39.11	MPa
$\sigma_{s,teso}$	-22.65	MPa	$\sigma_{s,teso}$	292.17	MPa
$\sigma_{c,teso}$	-3.84	MPa	$\sigma_{s,teso}$	292.17	MPa
k_c	0.080	-	<i>coeff. per forma distribuzione tensioni pre-fessurazione</i>		
$A_{s,min}$	736	mm ²	≤	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				
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}	343,750 mm ²	<i>area tesa efficace</i>			
A _s	7,854 mm ²	<i>armatura tesa</i>			
ρ_{peff}	0.0228	-			
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	-			
k _t	0.60	-			
σ_s	292.2 MPa	<i>tensione nell'acciaio</i>			
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	9.940E-04	-			
w _k	0.300 mm	<i>apertura della fessura</i>		≤	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	21571	-10121	Nmax
STR 1_UI-1	16457	-6181	Nmin
GEO 3_UIII-1	16509	-9015	Nmax
GEO 1_UI-2	12141	-4414	Nmin
Sisma 5	12732	-14023	MI max
Sisma 3	12722	-12023	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	180,5	600	6
2	180,5	600	254

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 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} kNm

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:

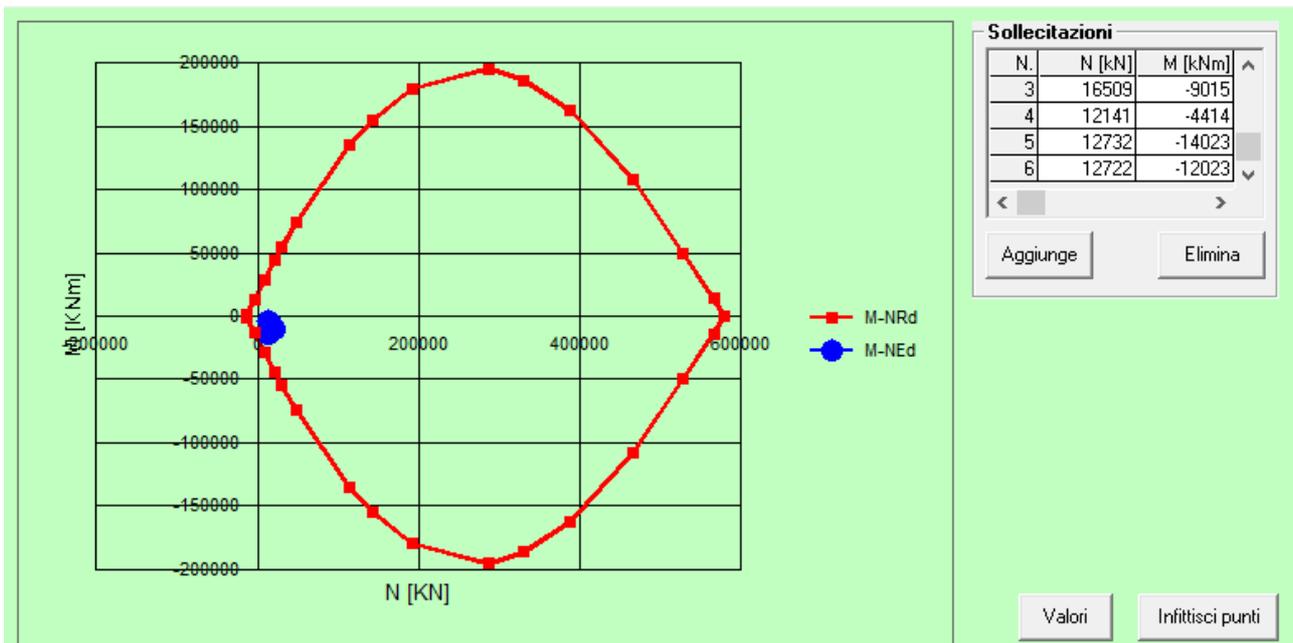


Figura 51: Verifiche a pressoflessione muro frontale, dominio N-M_x

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-clt	
k	0.65	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi	
$M_{Ed,SLEfreq}$	-8613	kNm	Fessure prima di 28 giorni?	<input type="text" value="no"/>
	Breve termine			
Sezione non fessurata				
$\sigma_{c,comp}$	0.62	MPa		
$\sigma_{s,comp}$	3.87	MPa		
$\sigma_{s,teso}$	-3.87	MPa		
$\sigma_{c,teso}$	-0.62	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 $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$ 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 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	6
2	15,71	54

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 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

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

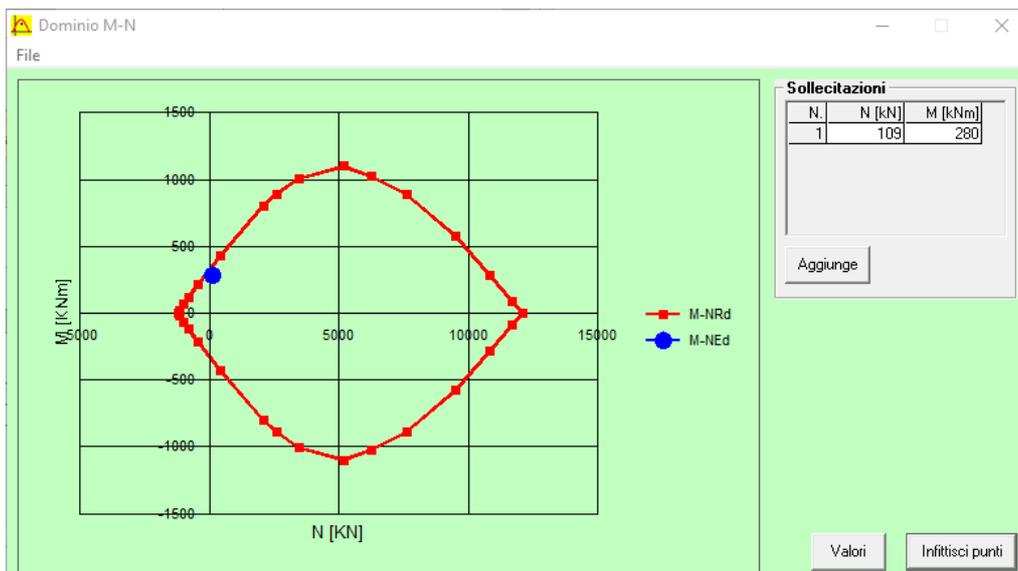


Figura 52: Verifica a pressoflessione del parapioggiaia, dominio N-M

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): $64 + 133 \cdot 0.4 = 117 \text{ kNm/m}$
- M (SLE_2): $64 + 90 \cdot 0.75 = 132 \text{ kNm/m}$

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-clt		
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 $f_{ctm}/1.2 = 3.02/1.2 = 2.52 \text{ Mpa}$, §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
- fck = 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:

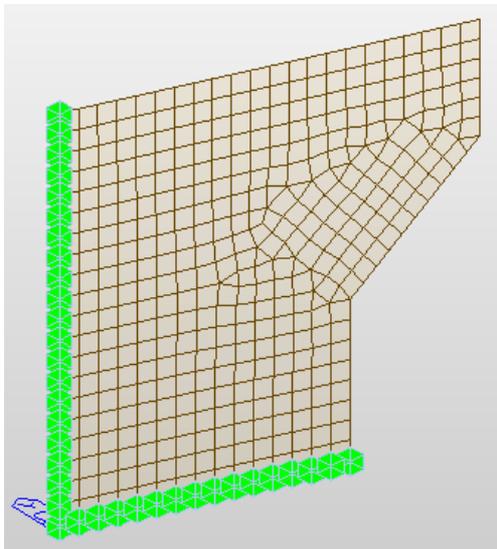


Figura 53: Modello agli elementi finiti del muro di risvolto

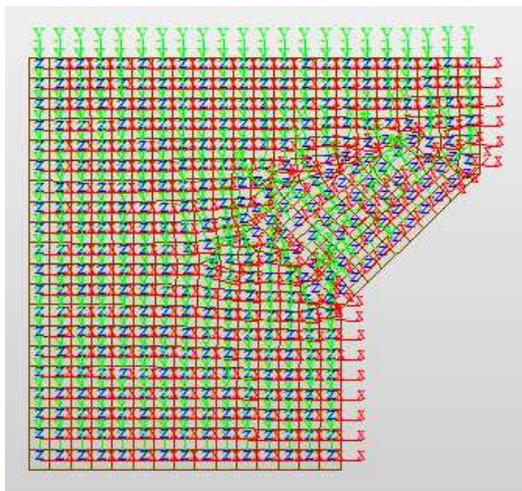


Figura 54: Modello agli elementi finiti del muro di risvolto, direzione degli assi locali

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:

$$p_{g3} = K_0 \gamma H = 54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Con $K_0 = 1 - \sin\phi$ e $H = 7 \text{ m}$ 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:

$$p_w = S \cdot a_g \cdot \gamma \cdot H = 1.2 \cdot 0.115 \cdot 18 \cdot 7 = 17.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

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 – ARMATURA ORIZZONTALE

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

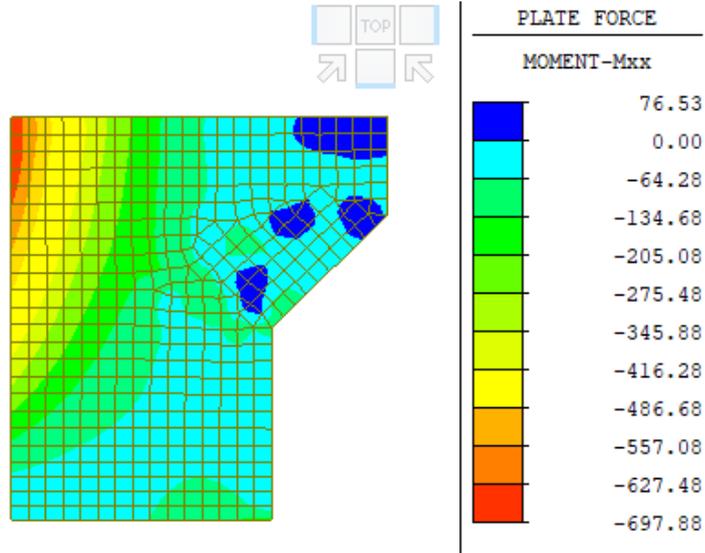


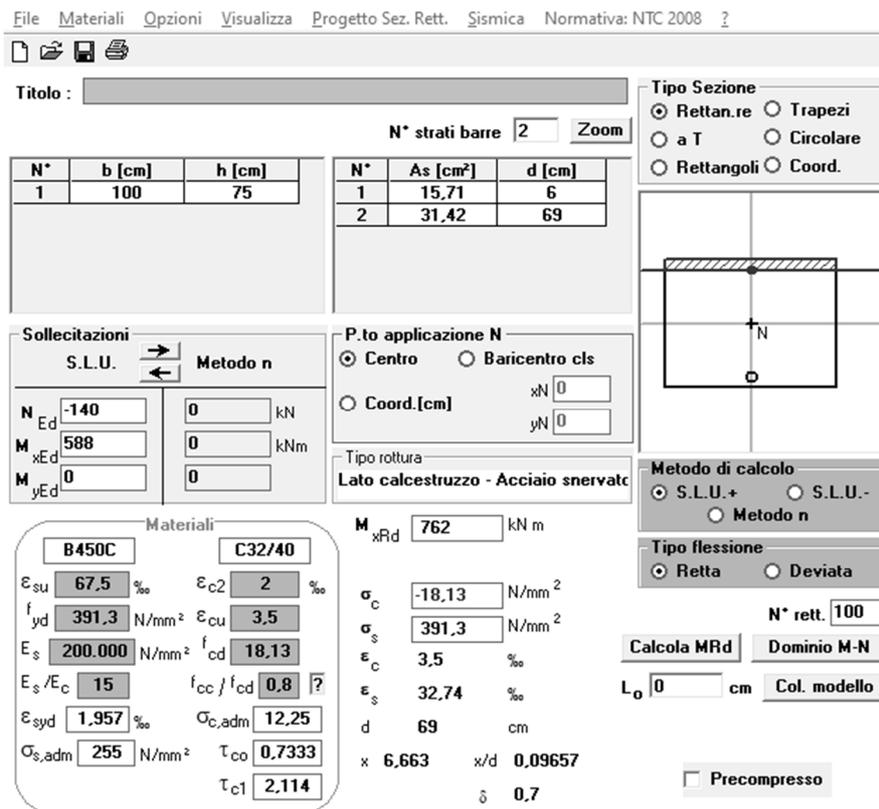
Figura 55: Mxx, SLU [kNm/m]

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

$$M_{xx} = 588 \text{ kNm/m}$$

in concomitanza a una forza di trazione pari a 140 kN/m.

Si riporta di seguito la verifica a tensoflessione nella zona superiore maggiormente sollecitata considerando 5 barre $\phi 20$ al metro per il lato esterno compresso e 10 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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	15,71	6
			2	31,42	69

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

Diagramma della sezione rettangolare con forze applicate N e M.

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

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} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

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

Figura 56: Verifica a tensoflessione del muro di risvolto, armatura orizzontale zona superiore

Nella zona inferiore meno sollecitata si dispongono barre $\phi 20/20$ cm su entrambi i lati del muro:

$$M_{xx} = 384 \text{ kNm/m}$$

$$F_{xx} = 12 \text{ kN/m (compressione)}$$

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

TITOLO : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

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

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
B450C **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} 420,5 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 42,26 ‰
 d 69 cm
 x 5,277 x/d 0,07648
 δ 0,7

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

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**
 Precompresso

Figura 57: Verifica a tensoflessione del muro di risvolto, armatura orizzontale zona inferiore

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE – ARMATURA VERTICALE

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

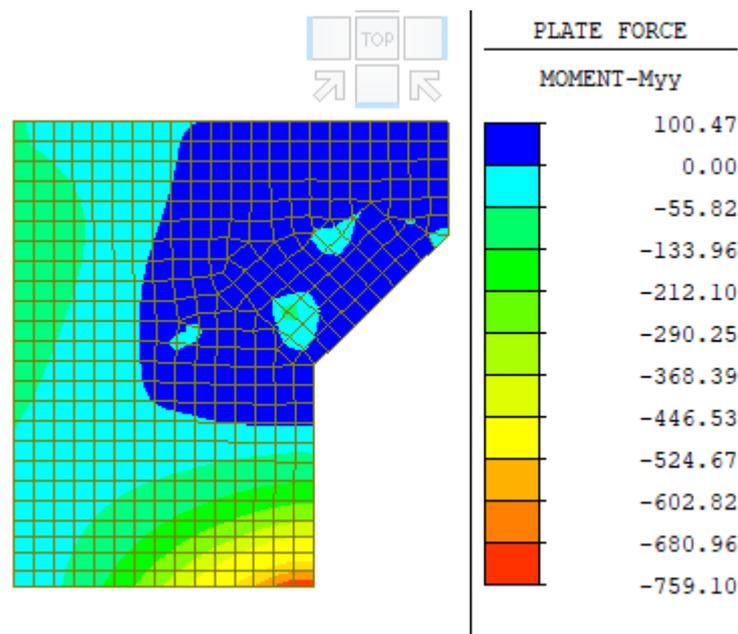


Figura 58: Myy, SLU [kNm/m]

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

$$M_{xx} = 600 \text{ kNm/m}$$

in concomitanza a una forza di compressione pari a 160 kN/m.

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione nella zona maggiormente sollecitata 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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	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/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

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

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

Nella zona interna meno sollecitata si dispongono barre $\phi 20/20$ cm su entrambi i lati del muro:

$$M_{xx} = 391 \text{ kNm/m}$$

$$F_{xx} = 120 \text{ kN/m (compressione)}$$

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

TITOLO : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 120 0 kN
M_{xEd} 391 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 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} 455,2 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 39,87 ‰
d 69 cm
x 5,569 x/d 0,08071
δ 0,7

VERIFICA A FESSURAZIONE – ARMATURA ORIZZONTALE

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:

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

Il momento risulta pari a 291 kNm/m con uno sforzo di trazione concomitante di 92 kN/m.

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>		
$M_{Ed,SLEf req}$	291	kNm	Fessure prima di 28 giorni?	no	
Breve termine					
Sezione non fessurata			Sezione fessurata		
$\sigma_{c,comp}$	-2.77	MPa	$\sigma_{c,comp}$	5.31	MPa
$\sigma_{s,comp}$	-15.28	MPa	$\sigma_{s,comp}$	21.56	MPa
$\sigma_{s,teso}$	15.93	MPa	$\sigma_{s,teso,fasell}$	144.99	MPa
$\sigma_{c,teso}$	2.95	MPa	$\sigma_{s,teso}$	144.99	MPa
k_c	0.450	-	<i>coeff. per forma distribuzione tensioni pre-fessurazione</i>		
$A_{s,min}$	2385	mm ²	\leq	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	<i>← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)</i>			
p_{medio}	100 mm	<i>distanza media fra le barre tese</i>			
Φ_{eq}	20.0 mm	<i>diametro equivalente</i>			
$h_{c,eff}$	150 mm	<i>altezza tesa efficace</i>			
A_{eff}	150,000 mm ²	<i>area tesa efficace</i>			
A_s	3,142 mm ²	<i>armatura tesa</i>			
ρ_{peff}	0.0209	<i>rapporto geometrico di armatura efficace</i>			
$ricopr_{net}$	50.0 mm	<i>ricoprimento netto barre tese</i>			
$s_{t,max}$	332 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	145.0 MPa	<i>tensione nell'acciaio</i>			
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	4.143E-04	<i>scorrimento acciaio calcestruzzo</i>			
w_k	0.138 mm	\leq			0.400

VERIFICA A FESSURAZIONE – ARMATURA ORIZZONTALE

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:

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

Il momento risulta pari a 317 kNm/m con uno sforzo di compressione concomitante di 115 kN/m.

SLE - Combinazione frequente					
Verifica quantitativo minimo di armatura					
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	<i>tensione di aderenza acciaio-cls</i>		
k	0.685	-	<i>coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi</i>		
$M_{Ed,SLEfreq}$	317	kNm	Fessure prima di 28 giorni?	no	
Breve termine					
Sezione non fessurata			Sezione fessurata		
$\sigma_{c,comp}$	-3.33	MPa	$\sigma_{c,comp}$	6.84	MPa
$\sigma_{s,comp}$	-16.83	MPa	$\sigma_{s,comp}$	23.89	MPa
$\sigma_{s,teso}$	17.71	MPa	$\sigma_{s,teso,fasell}$	223.08	MPa
$\sigma_{c,teso}$	3.00	MPa	$\sigma_{s,teso}$	223.08	MPa
k_c	0.450	-	<i>coeff. per forma distribuzione tensioni pre-fessurazione</i>		
$A_{s,min}$	1560	mm ²	\leq	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				
K4	0.425	<i>← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)</i>			
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>			
Aeff	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	6.50	<i>coeff. omogeneizzazione</i>			
k_t	0.60	<i>coeff. omogeneizzazione</i>			
σ_s	223.1 MPa	<i>tensione nell'acciaio</i>			
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	6.374E-04	<i>scorrimento acciaio calcestruzzo</i>			
w_k	0.256 mm	<i>apertura della fessura</i>	\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
- fck = 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 75cm e copriferro di 5 cm; la classe di resistenza del calcestruzzo è C32/40.

Il taglio in combinazione SLU relativo alla direzione orizzontale V_{xx} vale 298 kN/m; si riporta la verifica in forma sintetica considerando 10 barre φ20 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 _{cd1}	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}	298	[kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A _{s1}	3142	[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	0.004553	[-]
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		311	
		311	[kN]

Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	311	[kN]
--	-----------------------	------------	------

Il taglio in combinazione SLU relativo alla direzione verticale V_{yy} vale 280 kN/m; si riporta la verifica in forma sintetica considerando 7 barre φ20 come armatura tesa e la forza di compressione pari a 160 kN/m:

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	280	[kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A _{s1}	2199	[mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N _{Ed}	160	[kN]
Valore di calcolo del momento flettente.....	M _{Ed}		[kNm]
Tensione media di compressione nella sezione (≤ 0,2 f _{cd}).....	σ _{cp}	0.213	[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		298	
		298	[kN]

Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	298	[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:

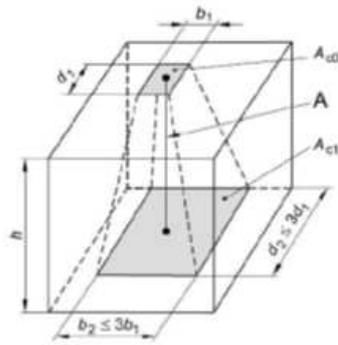
	N slu [kN]	N sisma [kN]	H max [kN]
Spalla SB, UNI	4133	214	974
Pila P2, ISOLATORE	14176	267	582

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	
N _{ed}	4133 kN
f _{ck}	35 MPa
f _{cd}	19.83 MPa
b ₁	545.0 mm
d ₁	545.0 mm
A _{c0}	233282.89 mm ²
b ₂	984.0 mm
d ₂	984.0 mm
h	493.0 mm
α (rad)	0.42 rad
A _{c1}	760459.50 mm ²
F_{Rdu}	8354 kN
	49%

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}	974 kN
n° ferri U	12
φ _{vert}	16 mm
A _{sv, singolo}	201 mm ²
A _{sv, tot}	4825 mm ²
f _{yd/v3}	225.74 MPa
V_{rd}	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	hbaggiolo	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%

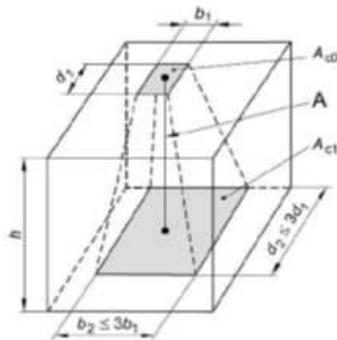
Si dispongono quindi staffe a 4 braccia di diametro φ16 con passo 10 cm.

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:



$$F_{Rdu} = A_{d0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{d0}} \leq 3,0 \cdot A_{d0} \cdot f_{cd}$$

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 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	
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	hbaggiolo	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 $\phi 16$ 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 15 e 28 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 27, 28 e 19 m disposti su due corone circolari di diametro 6.0 m e 3.0 m.

La Spalla 2 è attestata su n°12 pali di lunghezza 15 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 59 è riportata la geometria delle pile e nella Figura 60 e 61 è riportata la geometria delle spalle.

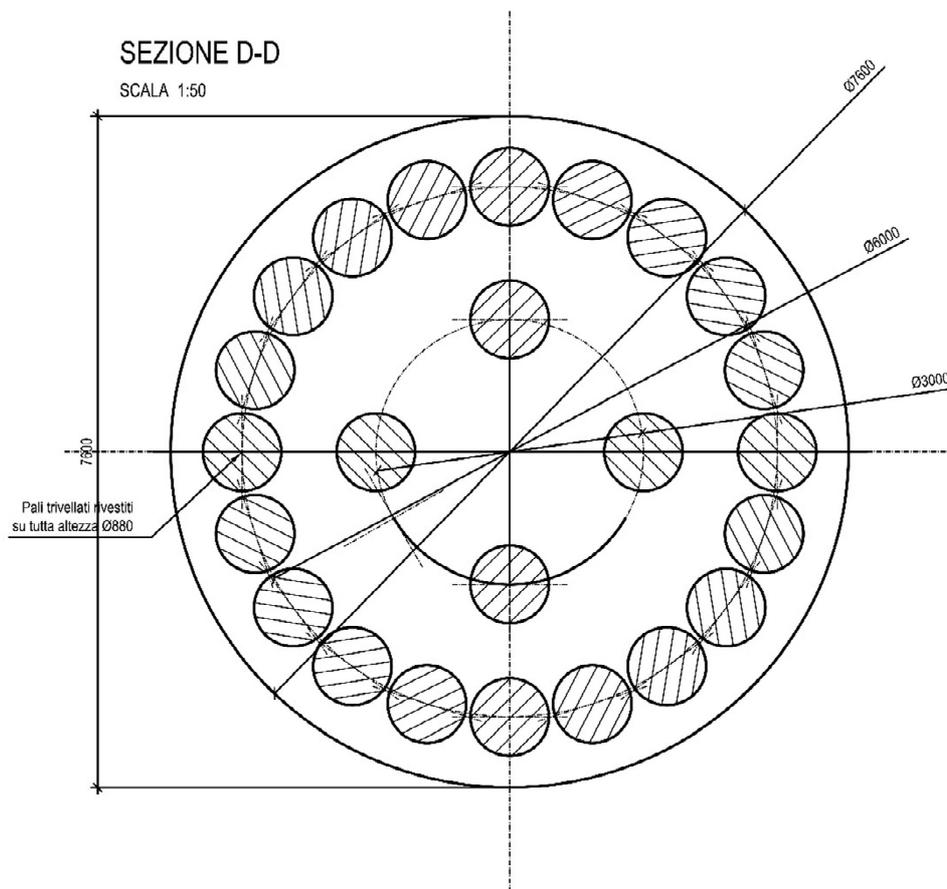


Figura 59 – geometria Pile 1, 2 e 3

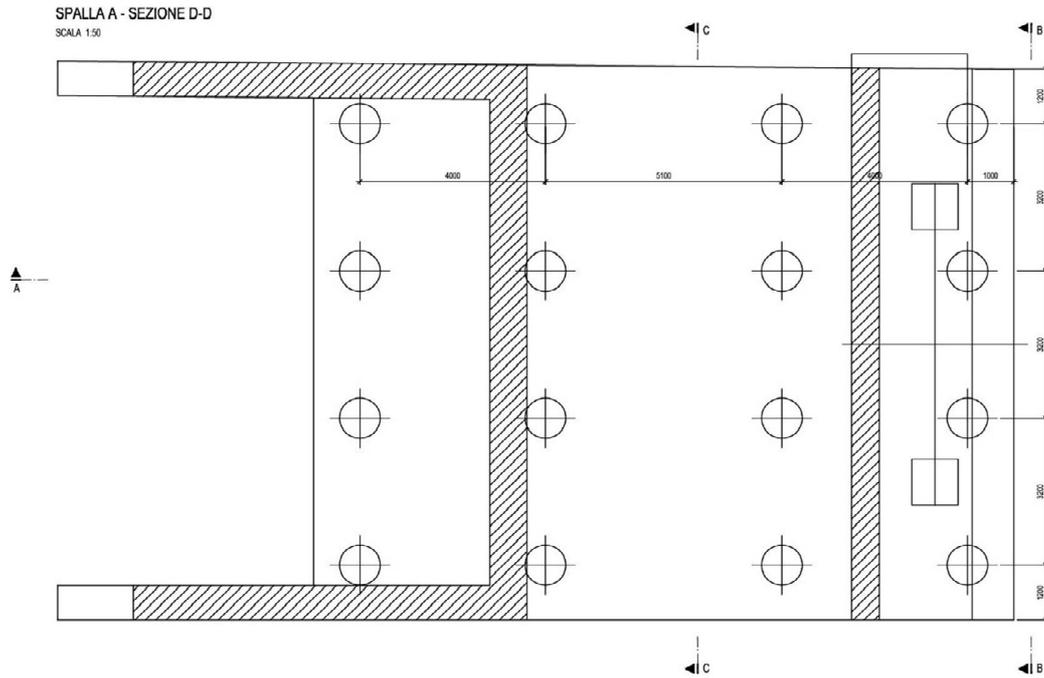


Figura 60 – geometria tipologica Spalla 1

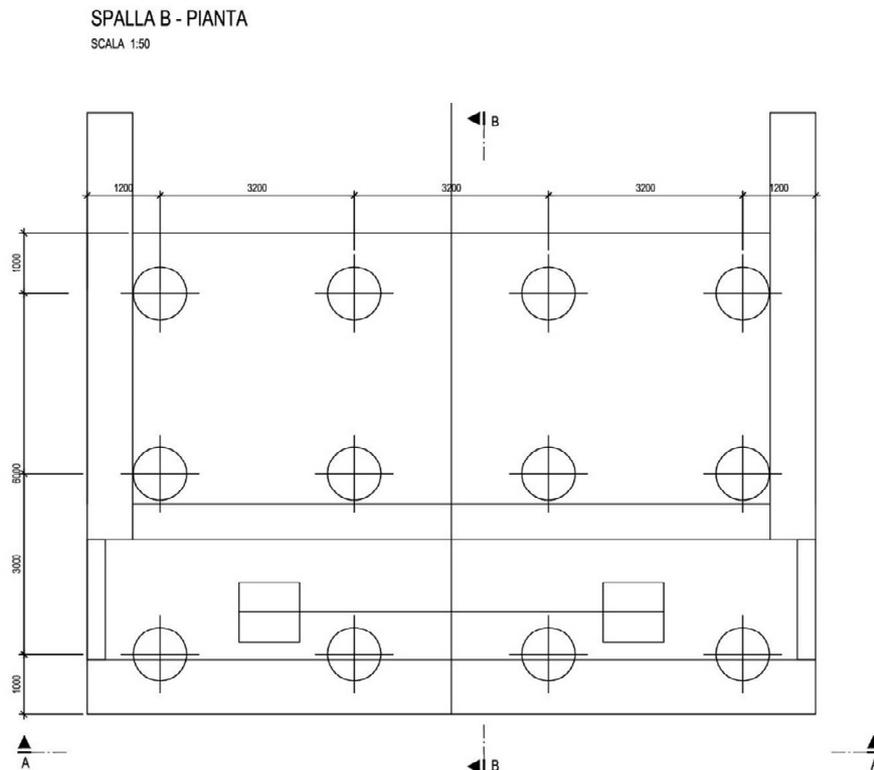


Figura 61 – geometria tipologica Spalla 2

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).

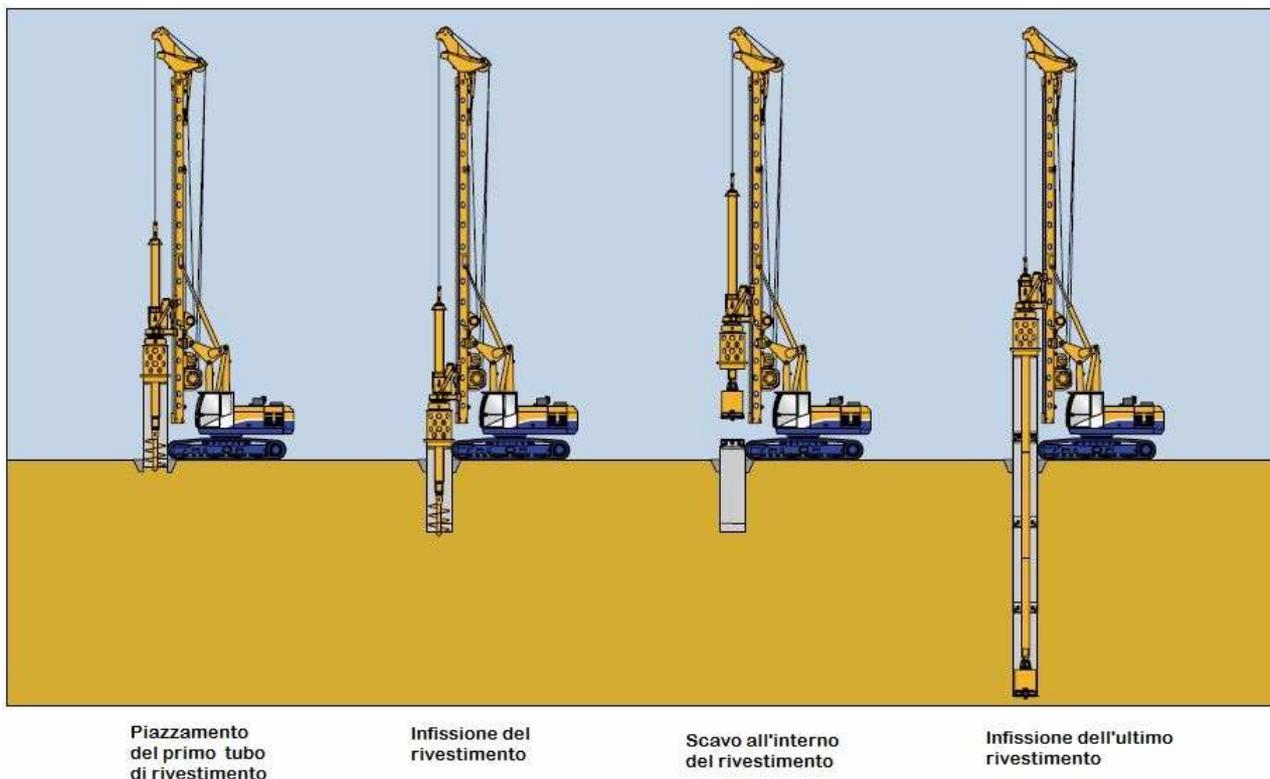
In particolare si prevedono pali trivellati di grande diametro eseguiti con asportazione del terreno e sua sostituzione con conglomerato cementizio armato mediante perforazione a rotazione con impiego, per il sostegno delle pareti del foro, del tubo di rivestimento ("camicia metallica giuntata inserita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

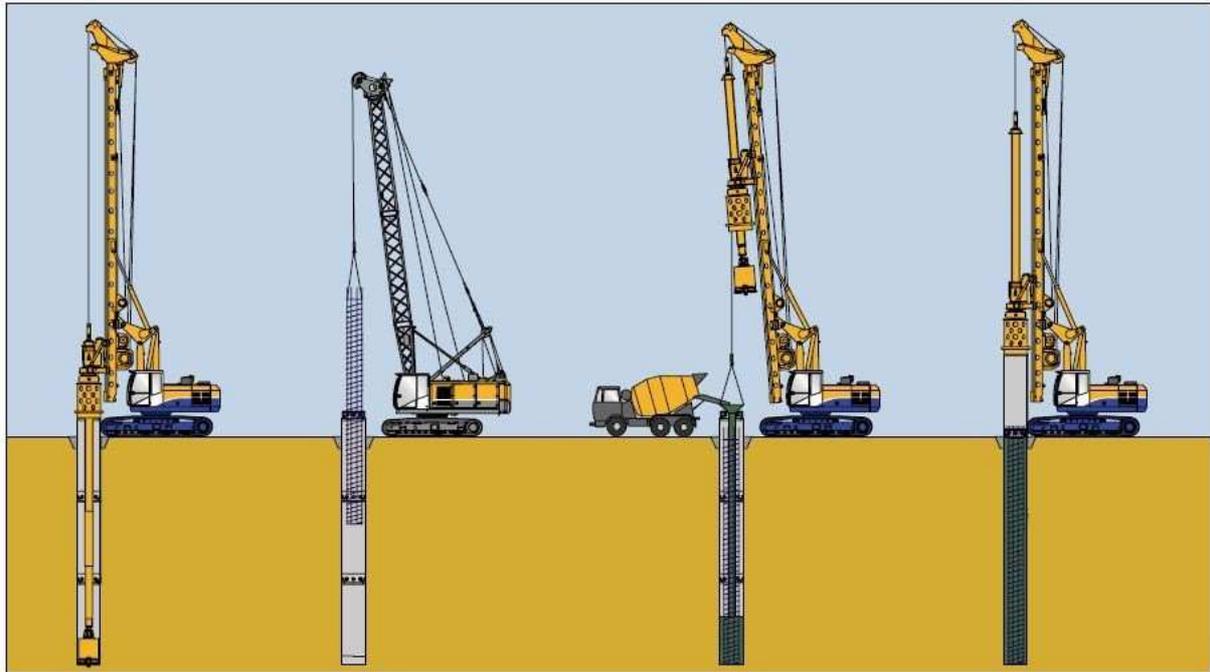
Il tubo di rivestimento sarà agganciato ad un trascinatore di pari diametro, applicato alla testa di rotazione della macchina e risulterà composto da più elementi di diversa misura (m 2-3-4-5). La spinta di infissione verrà mantenuta fino al raggiungimento della profondità di parziale compensazione della 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



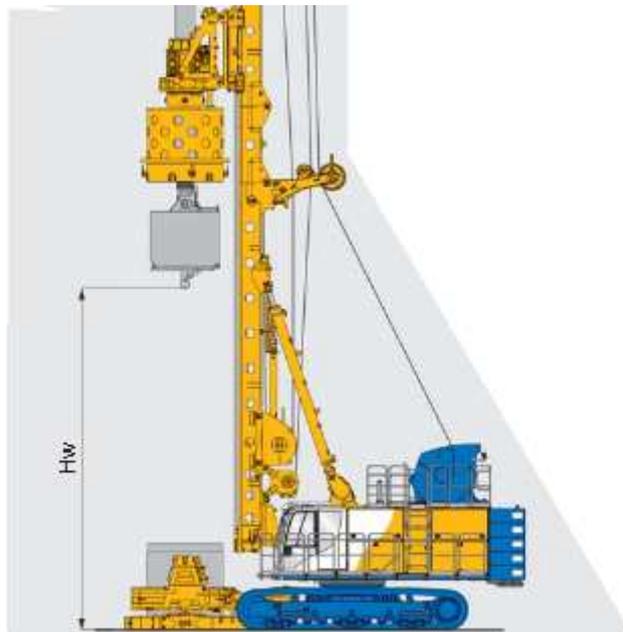
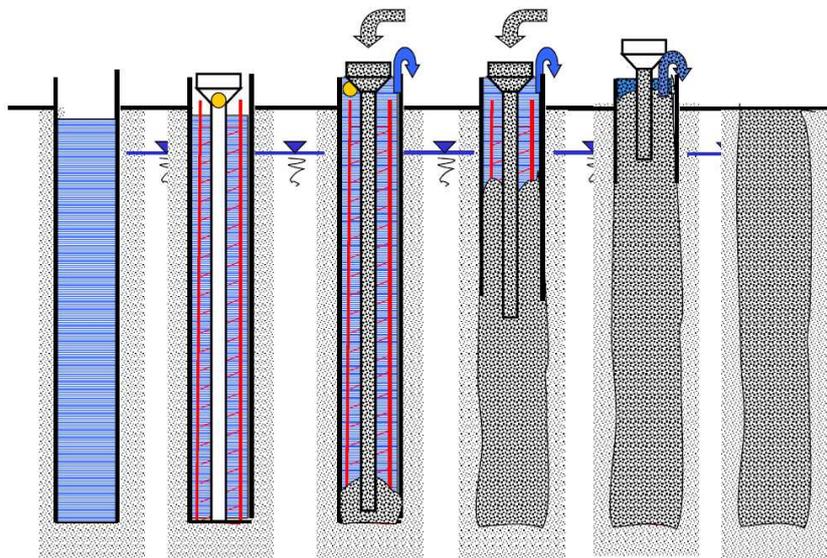
Nel caso vengano attraversati strati litoidi o trovanti anche di resistenza fino a 150 Mpa, potranno essere utilizzate teste fresanti opportune quali Roller Bit (Figura a) o Multi Hammer (figura b).



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

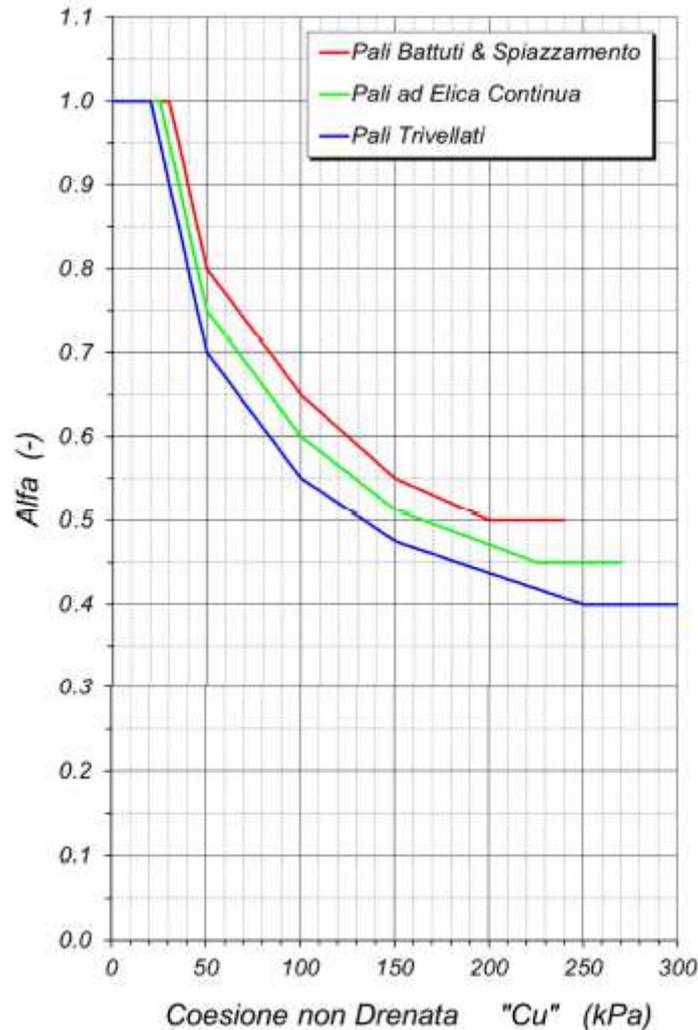
α = 0.70 per 20 ≤ c_u ≤ 50 kPa

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 Ga

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

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 Ac e Cs

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:

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

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

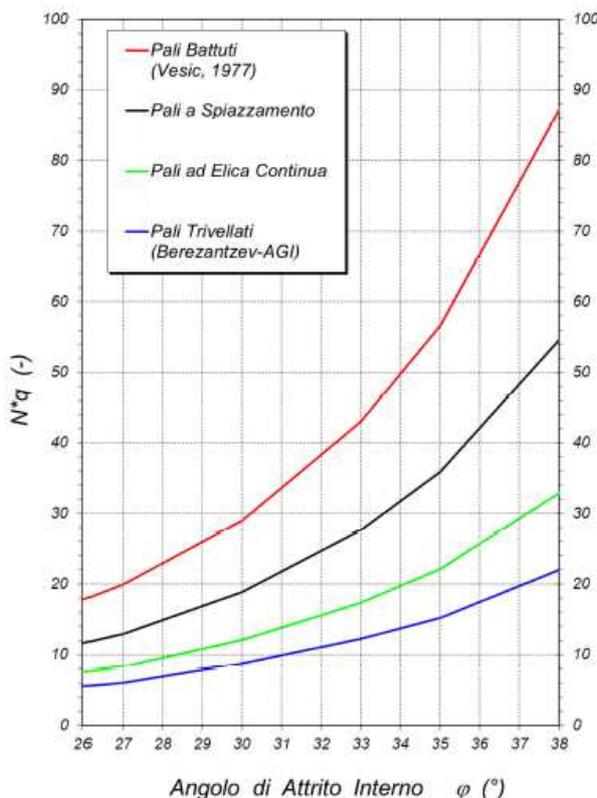
Per le opere in cui non vi sono a disposizione prove SPT, la portata di base è stata determinata in base alla seguente correlazione di Berezantzev in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

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

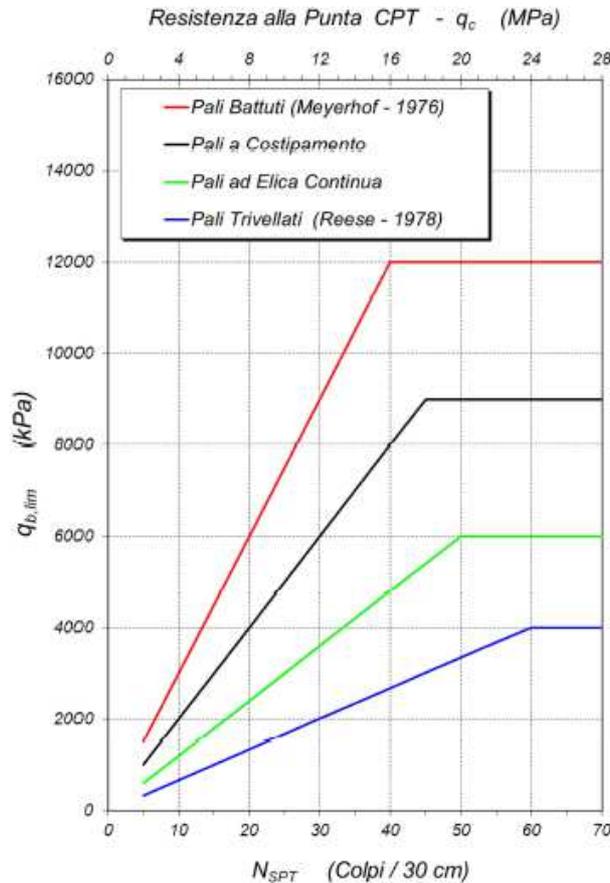
$$q_{b,crit} = N_q \cdot \sigma'_v \leq q_{b,crit}^{MAX}$$

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 $D=0.5$.

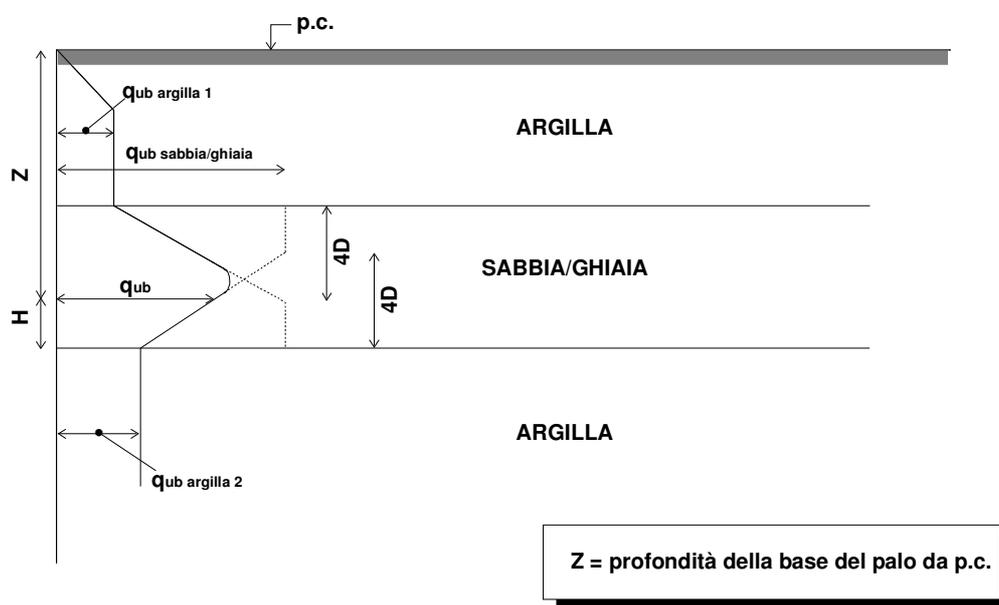
Ai fini delle verifiche di portanza di base si considera la base posta sempre all'interno dell'Unità di S.Agata integra (Sa) per cui con $q_u = 4$ MPa.

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

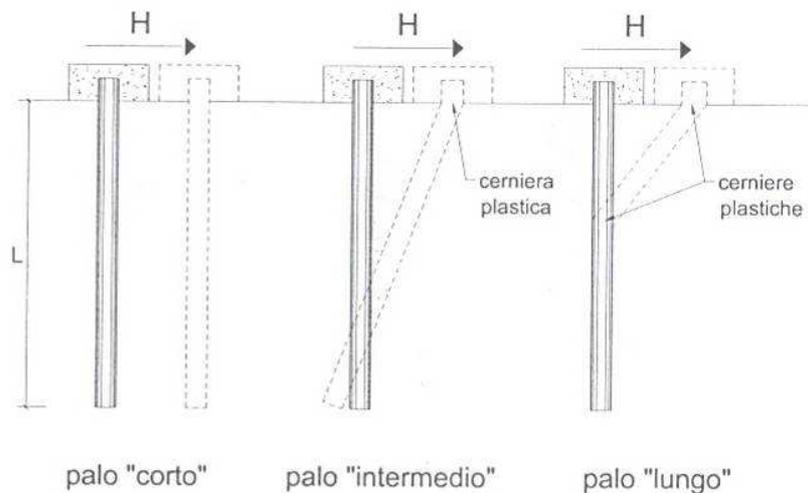
La resistenza del complesso palo terreno nei confronti delle azioni trasversali è stata calcolata secondo la teoria proposta da Broms (1964), in ipotesi di:

- 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.

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	--
Ac	0.0 ÷ 2.5	2.50	2.50	19.0	---	36	$\tau_i = k \tan \phi \cdot \sigma'_{v'}$	150	20	3500	0.65
Ga	2.5 ÷ 16.0			19.5	150	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	100	---	---	---
Cs	16.0 ÷ 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_{bl} , 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	47.5	47.5	--	.98	46.5	1188.
3.00	52.3	57.3	150.0	1.35	70.5	1227.
3.50	57.0	67.0	150.0	1.24	70.5	1267.
4.00	61.8	76.8	150.0	1.14	70.5	1307.
4.50	66.5	86.5	150.0	1.06	70.5	1347.
5.00	71.3	96.3	150.0	.99	70.5	1386.
5.50	76.0	106.0	150.0	.93	70.5	1426.
6.00	80.8	115.8	150.0	.87	70.5	1466.
6.50	85.5	125.5	150.0	.82	70.5	1476.
7.00	90.3	135.3	150.0	.78	70.5	1485.
7.50	95.0	145.0	150.0	.74	70.5	1495.
8.00	99.8	154.8	150.0	.71	70.5	1505.
8.50	104.5	164.5	150.0	.67	70.5	1515.
9.00	109.3	174.3	150.0	.65	70.5	1524.
9.50	114.0	184.0	150.0	.62	70.5	1534.
10.00	118.8	193.8	150.0	.59	70.5	1544.

10.50	123.5	203.5	150.0	.57	70.5	1554.
11.00	128.3	213.3	150.0	.55	70.5	1563.
11.50	133.0	223.0	150.0	.53	70.5	1573.
12.00	137.8	232.8	150.0	.51	70.5	1583.
12.50	142.5	242.5	150.0	.49	70.5	1593.
13.00	147.3	252.3	150.0	.48	70.5	1602.
13.50	152.0	262.0	150.0	.46	70.5	1612.
14.00	156.8	271.8	150.0	.45	70.5	1622.
14.50	161.5	281.5	150.0	.44	70.5	1632.
15.00	166.3	291.3	150.0	.42	70.5	1641.
15.50	171.0	301.0	150.0	.41	70.5	1651.
16.00	175.8	310.8	150.0	.39	68.2	1661.
16.50	180.3	320.3	--	.38	67.6	1720.
17.00	184.8	329.8	--	.38	69.3	1778.
17.50	189.3	339.3	--	.38	71.0	1837.
18.00	193.8	348.8	--	.38	72.7	1896.
18.50	198.3	358.3	--	.38	74.4	1955.
19.00	202.8	367.8	--	.38	76.1	1980.
19.50	207.3	377.3	--	.38	77.8	1983.
20.00	211.8	386.8	--	.38	79.5	1986.
20.50	216.3	396.3	--	.38	81.2	1989.
21.00	220.8	405.8	--	.38	82.8	1992.
21.50	225.3	415.3	--	.38	84.5	1996.
22.00	229.8	424.8	--	.38	86.2	1999.
22.50	234.3	434.3	--	.38	87.9	2000.
23.00	238.8	443.8	--	.38	89.6	2000.
23.50	243.3	453.3	--	.38	91.3	2000.
24.00	247.8	462.8	--	.38	93.0	2000.
24.50	252.3	472.3	--	.38	94.7	2000.
25.00	256.8	481.8	--	.38	96.4	2000.
25.50	261.3	491.3	--	.38	98.0	2000.
26.00	265.8	500.8	--	.38	99.7	2000.
26.50	270.3	510.3	--	.38	101.4	2000.
27.00	274.8	519.8	--	.38	103.1	2000.
27.50	279.3	529.3	--	.38	104.8	2000.
28.00	283.8	538.8	--	.38	106.5	2000.
28.50	288.3	548.3	--	.38	108.2	2000.
29.00	292.8	557.8	--	.38	109.9	2000.
29.50	297.3	567.3	--	.38	111.6	2000.
30.00	301.8	576.8	--	.38	113.2	2000.
30.50	306.3	586.3	--	.38	114.9	2000.
31.00	310.8	595.8	--	.38	116.6	2000.
31.50	315.3	605.3	--	.38	118.3	2000.
32.00	319.8	614.8	--	.38	120.0	2000.
32.50	324.3	624.3	--	.37	120.0	2000.
33.00	328.8	633.8	--	.46	152.5	2000.
33.50	334.0	644.0	--	.55	185.0	2071.
34.00	339.3	654.3	--	.55	185.0	2143.
34.50	344.5	664.5	--	.54	185.0	2214.
35.00	349.8	674.8	--	.53	185.0	2286.
35.50	355.0	685.0	--	.52	185.0	2357.
36.00	360.3	695.3	--	.51	185.0	2429.
36.50	365.5	705.5	--	.51	185.0	2500.
37.00	370.8	715.8	--	.50	185.0	2500.
37.50	376.0	726.0	--	.49	185.0	2500.
38.00	381.3	736.3	--	.49	185.0	2500.
38.50	386.5	746.5	--	.48	185.0	2500.
39.00	391.8	756.8	--	.47	185.0	2500.
39.50	397.0	767.0	--	.47	185.0	2500.
40.00	402.3	777.3	--	.46	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	Q11 kN	Qb1 kN	wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	182.	806.	5.	983.	438.
1.50	282.	831.	8.	1106.	498.

2.00	382.	857.	10.	1228.	557.
2.50	481.	882.	13.	1351.	616.
3.00	581.	907.	15.	1473.	676.
3.50	681.	932.	18.	1595.	735.
4.00	780.	939.	20.	1699.	786.
4.50	880.	945.	23.	1802.	837.
5.00	980.	951.	25.	1905.	888.
5.50	1079.	957.	28.	2009.	939.
6.00	1179.	963.	31.	2112.	990.
6.50	1279.	970.	33.	2215.	1041.
7.00	1378.	976.	36.	2319.	1092.
7.50	1478.	982.	38.	2422.	1143.
8.00	1578.	988.	41.	2525.	1194.
8.50	1677.	994.	43.	2629.	1245.
9.00	1777.	1001.	46.	2732.	1296.
9.50	1877.	1007.	48.	2835.	1347.
10.00	1976.	1013.	51.	2939.	1398.
10.50	2076.	1019.	53.	3042.	1449.
11.00	2176.	1026.	56.	3145.	1500.
11.50	2275.	1032.	59.	3249.	1551.
12.00	2375.	1038.	61.	3352.	1602.
12.50	2475.	1044.	64.	3455.	1653.
13.00	2574.	1050.	66.	3559.	1704.
13.50	2672.	1057.	69.	3660.	1754.
14.00	2768.	1094.	71.	3791.	1817.
14.50	2865.	1131.	74.	3923.	1880.
15.00	2964.	1169.	76.	4057.	1944.
15.50	3066.	1206.	79.	4193.	2010.
16.00	3170.	1244.	81.	4332.	2077.
16.50	3276.	1259.	84.	4452.	2135.
17.00	3385.	1261.	87.	4560.	2189.
17.50	3496.	1263.	89.	4671.	2244.
18.00	3610.	1265.	92.	4784.	2300.
18.50	3726.	1268.	94.	4899.	2358.
19.00	3844.	1270.	97.	5017.	2417.
19.50	3965.	1272.	99.	5137.	2476.
20.00	4088.	1272.	102.	5258.	2537.
20.50	4213.	1272.	104.	5381.	2599.
21.00	4341.	1272.	107.	5507.	2661.
21.50	4471.	1272.	109.	5634.	2725.
22.00	4604.	1272.	112.	5764.	2790.
22.50	4739.	1272.	115.	5897.	2857.
23.00	4877.	1272.	117.	6032.	2924.
23.50	5016.	1272.	120.	6169.	2993.
24.00	5159.	1272.	122.	6309.	3063.
24.50	5303.	1272.	125.	6451.	3134.
25.00	5450.	1272.	127.	6595.	3207.
25.50	5599.	1272.	130.	6742.	3280.
26.00	5751.	1272.	132.	6891.	3355.
26.50	5905.	1272.	135.	7043.	3431.
27.00	6062.	1272.	137.	7197.	3509.
27.50	6221.	1272.	140.	7353.	3587.
28.00	6382.	1272.	143.	7512.	3667.
28.50	6546.	1272.	145.	7673.	3748.
29.00	6712.	1272.	148.	7836.	3830.
29.50	6880.	1272.	150.	8002.	3913.
30.00	7050.	1272.	153.	8169.	3997.
30.50	7242.	1272.	155.	8359.	4093.
31.00	7481.	1318.	158.	8641.	4232.
31.50	7742.	1363.	160.	8945.	4383.
32.00	8004.	1409.	163.	9250.	4533.
32.50	8266.	1454.	165.	9554.	4684.
33.00	8527.	1500.	168.	9859.	4835.
33.50	8789.	1545.	170.	10163.	4985.
34.00	9050.	1590.	173.	10468.	5136.
34.50	9312.	1590.	176.	10727.	5267.
35.00	9573.	1590.	178.	10986.	5398.
35.50	9835.	1590.	181.	11245.	5529.
36.00	10096.	1590.	183.	11504.	5659.
36.50	10358.	1590.	186.	11763.	5790.
37.00	10619.	1590.	188.	12022.	5921.
37.50	10881.	1590.	191.	12281.	6052.

Lp = Lunghezza utile del palo
Ql1 = Portata laterale limite
Qb1 = Portata di base limite
wp = Peso efficace del palo

$$Q_u = \text{Portata totale limite}$$

$$Q_d = \text{Portata di progetto} = Q_{11}/FS,1 + Q_{b1}/FS,b - w_p$$

14.3.2 Pila 1

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

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 ÷ 3.5	0.00	4.50	19.0	---	38	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	150	22	4000	0.65
Ga	3.5 ÷ 11.5			19.5	150	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	100	---	---	---
Cs	11.5 ÷ 35.0			19.0	---	30	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	120	10	2000	0.65
Sa2	35.0 ÷ 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_{1l} , la portata di base limite Q_{b1} , il peso efficace del palo W_p , la portata totale limite Q_u , la portata di progetto Q_d .

La capacità portante viene determinata sia considerando la reale pressione litostatica a quota testa palo per effetto della sua profondità nel terreno e sia considerando l'eventuale effetto di scalzamento sulla Pila che asporti l'Unità incoerente Aa. Per determinare la lunghezza di progetto viene presa la minima tra le due.

Senza scalzamento

Parametri per valutazione capacità portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
4.50	41.0	86.0	150.0	1.72	70.5	919.
5.00	45.8	95.8	150.0	1.54	70.5	1032.
5.50	50.5	105.5	150.0	1.40	70.5	1145.
6.00	55.3	115.3	150.0	1.28	70.5	1259.
6.50	60.0	125.0	150.0	1.17	70.5	1372.
7.00	64.8	134.8	150.0	1.09	70.5	1485.
7.50	69.5	144.5	150.0	1.01	70.5	1495.
8.00	74.3	154.3	150.0	.95	70.5	1504.
8.50	79.0	164.0	150.0	.89	70.5	1443.
9.00	83.8	173.8	150.0	.84	70.5	1382.
9.50	88.5	183.5	150.0	.80	70.5	1320.
10.00	93.3	193.3	150.0	.76	70.5	1259.
10.50	98.0	203.0	150.0	.72	70.5	1198.
11.00	102.8	212.8	150.0	.69	70.5	1136.
11.50	107.5	222.5	150.0	.52	55.4	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	--	.38	52.2	1390.
15.50	143.5	298.5	--	.38	53.9	1435.
16.00	148.0	308.0	--	.38	55.5	1480.
16.50	152.5	317.5	--	.38	57.2	1525.
17.00	157.0	327.0	--	.38	58.9	1570.
17.50	161.5	336.5	--	.38	60.6	1615.
18.00	166.0	346.0	--	.38	62.3	1660.

18.50	170.5	355.5	--	.38	64.0	1705.
19.00	175.0	365.0	--	.38	65.7	1750.
19.50	179.5	374.5	--	.38	67.4	1795.
20.00	184.0	384.0	--	.38	69.1	1840.
20.50	188.5	393.5	--	.38	70.7	1885.
21.00	193.0	403.0	--	.38	72.4	1930.
21.50	197.5	412.5	--	.38	74.1	1975.
22.00	202.0	422.0	--	.38	75.8	2000.
22.50	206.5	431.5	--	.38	77.5	2000.
23.00	211.0	441.0	--	.38	79.2	2000.
23.50	215.5	450.5	--	.38	80.9	2000.
24.00	220.0	460.0	--	.38	82.6	2000.
24.50	224.5	469.5	--	.38	84.2	2000.
25.00	229.0	479.0	--	.38	85.9	2000.
25.50	233.5	488.5	--	.38	87.6	2000.
26.00	238.0	498.0	--	.38	89.3	2000.
26.50	242.5	507.5	--	.38	91.0	2000.
27.00	247.0	517.0	--	.38	92.7	2000.
27.50	251.5	526.5	--	.38	94.4	2000.
28.00	256.0	536.0	--	.38	96.1	2000.
28.50	260.5	545.5	--	.38	97.8	2000.
29.00	265.0	555.0	--	.38	99.4	2000.
29.50	269.5	564.5	--	.38	101.1	2000.
30.00	274.0	574.0	--	.38	102.8	2000.
30.50	278.5	583.5	--	.38	104.5	2000.
31.00	283.0	593.0	--	.38	106.2	2000.
31.50	287.5	602.5	--	.38	107.9	2000.
32.00	292.0	612.0	--	.38	109.6	2000.
32.50	296.5	621.5	--	.38	111.3	2000.
33.00	301.0	631.0	--	.38	113.0	2000.
33.50	305.5	640.5	--	.38	114.6	2000.
34.00	310.0	650.0	--	.38	116.3	2000.
34.50	314.5	659.5	--	.38	118.0	2000.
35.00	319.0	669.0	--	.48	152.4	2000.
35.50	324.3	679.3	--	.57	185.0	2071.
36.00	329.5	689.5	--	.56	185.0	2143.
36.50	334.8	699.8	--	.55	185.0	2214.
37.00	340.0	710.0	--	.54	185.0	2286.
37.50	345.3	720.3	--	.54	185.0	2357.
38.00	350.5	730.5	--	.53	185.0	2429.
38.50	355.8	740.8	--	.52	185.0	2500.
39.00	361.0	751.0	--	.51	185.0	2500.
39.50	366.3	761.3	--	.51	185.0	2500.
40.00	371.5	771.5	--	.50	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	134.	696.	5.	826.	366.
1.50	201.	765.	7.	959.	428.
2.00	268.	834.	10.	1092.	490.
2.50	335.	903.	12.	1225.	551.
3.00	402.	909.	15.	1296.	586.
3.50	469.	915.	17.	1366.	620.
4.00	536.	877.	19.	1394.	635.
4.50	603.	840.	22.	1421.	651.
5.00	670.	803.	24.	1448.	666.
5.50	737.	765.	27.	1475.	682.
6.00	804.	728.	29.	1503.	697.
6.50	871.	691.	32.	1530.	713.
7.00	930.	654.	34.	1550.	725.
7.50	977.	681.	36.	1621.	758.
8.00	1018.	708.	39.	1687.	788.
8.50	1060.	736.	41.	1754.	819.
9.00	1104.	763.	44.	1823.	851.
9.50	1149.	790.	46.	1894.	884.
10.00	1196.	818.	49.	1966.	917.

10.50	1245.	845.	51.	2039.	952.
11.00	1296.	872.	54.	2115.	987.
11.50	1348.	900.	56.	2191.	1023.
12.00	1401.	927.	58.	2270.	1060.
12.50	1456.	955.	61.	2350.	1097.
13.00	1513.	982.	63.	2432.	1136.
13.50	1571.	1009.	66.	2515.	1175.
14.00	1631.	1037.	68.	2600.	1215.
14.50	1693.	1064.	71.	2686.	1256.
15.00	1756.	1091.	73.	2775.	1298.
15.50	1821.	1119.	75.	2864.	1340.
16.00	1887.	1146.	78.	2956.	1383.
16.50	1955.	1173.	80.	3049.	1428.
17.00	2025.	1201.	83.	3143.	1473.
17.50	2096.	1216.	85.	3227.	1513.
18.00	2169.	1216.	88.	3297.	1548.
18.50	2243.	1216.	90.	3369.	1583.
19.00	2319.	1216.	92.	3443.	1620.
19.50	2397.	1216.	95.	3518.	1657.
20.00	2476.	1216.	97.	3595.	1695.
20.50	2557.	1216.	100.	3673.	1734.
21.00	2640.	1216.	102.	3754.	1773.
21.50	2724.	1216.	105.	3835.	1814.
22.00	2809.	1216.	107.	3918.	1855.
22.50	2897.	1216.	109.	4003.	1897.
23.00	2985.	1216.	112.	4090.	1940.
23.50	3076.	1216.	114.	4178.	1984.
24.00	3168.	1216.	117.	4267.	2028.
24.50	3262.	1216.	119.	4359.	2074.
25.00	3357.	1216.	122.	4451.	2120.
25.50	3454.	1216.	124.	4546.	2167.
26.00	3552.	1216.	126.	4642.	2215.
26.50	3652.	1216.	129.	4740.	2263.
27.00	3754.	1216.	131.	4839.	2313.
27.50	3857.	1216.	134.	4940.	2363.
28.00	3962.	1216.	136.	5042.	2414.
28.50	4069.	1216.	139.	5146.	2466.
29.00	4177.	1216.	141.	5252.	2519.
29.50	4287.	1216.	143.	5359.	2572.
30.00	4398.	1216.	146.	5468.	2627.
30.50	4526.	1216.	148.	5594.	2690.
31.00	4687.	1259.	151.	5795.	2788.
31.50	4862.	1303.	153.	6012.	2894.
32.00	5038.	1346.	156.	6229.	3000.
32.50	5214.	1390.	158.	6446.	3106.
33.00	5390.	1433.	161.	6662.	3212.
33.50	5565.	1477.	163.	6879.	3319.
34.00	5741.	1520.	165.	7096.	3425.
34.50	5917.	1520.	168.	7269.	3512.
35.00	6093.	1520.	170.	7442.	3599.
35.50	6268.	1520.	173.	7616.	3686.

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

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	SV kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.00	9.5	19.5	150.0	7.42	70.5	1370.
1.50	14.3	29.3	150.0	4.95	70.5	1379.
2.00	19.0	39.0	150.0	3.71	70.5	1389.
2.50	23.8	48.8	150.0	2.97	70.5	1399.
3.00	28.5	58.5	150.0	2.47	70.5	1409.
3.50	33.3	68.3	150.0	2.12	70.5	1418.

4.00	38.0	78.0	150.0	1.86	70.5	1428.
4.50	42.8	87.8	150.0	1.65	70.5	1438.
5.00	47.5	97.5	150.0	1.48	70.5	1341.
5.50	52.3	107.3	150.0	1.35	70.5	1244.
6.00	57.0	117.0	150.0	1.24	70.5	1147.
6.50	61.8	126.8	150.0	1.14	70.5	1050.
7.00	66.5	136.5	150.0	1.06	70.5	954.
7.50	71.3	146.3	150.0	.99	70.5	857.
8.00	76.0	156.0	150.0	.65	49.5	760.
8.50	80.5	165.5	--	.38	30.2	805.
9.00	85.0	175.0	--	.38	31.9	850.
9.50	89.5	184.5	--	.38	33.6	895.
10.00	94.0	194.0	--	.38	35.3	940.
10.50	98.5	203.5	--	.38	37.0	985.
11.00	103.0	213.0	--	.38	38.7	1030.
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	--	.38	52.2	1390.
15.50	143.5	298.5	--	.38	53.9	1435.
16.00	148.0	308.0	--	.38	55.5	1480.
16.50	152.5	317.5	--	.38	57.2	1525.
17.00	157.0	327.0	--	.38	58.9	1570.
17.50	161.5	336.5	--	.38	60.6	1615.
18.00	166.0	346.0	--	.38	62.3	1660.
18.50	170.5	355.5	--	.38	64.0	1705.
19.00	175.0	365.0	--	.38	65.7	1750.
19.50	179.5	374.5	--	.38	67.4	1795.
20.00	184.0	384.0	--	.38	69.1	1840.
20.50	188.5	393.5	--	.38	70.7	1885.
21.00	193.0	403.0	--	.38	72.4	1930.
21.50	197.5	412.5	--	.38	74.1	1975.
22.00	202.0	422.0	--	.38	75.8	2000.
22.50	206.5	431.5	--	.38	77.5	2000.
23.00	211.0	441.0	--	.38	79.2	2000.
23.50	215.5	450.5	--	.38	80.9	2000.
24.00	220.0	460.0	--	.38	82.6	2000.
24.50	224.5	469.5	--	.38	84.2	2000.
25.00	229.0	479.0	--	.38	85.9	2000.
25.50	233.5	488.5	--	.38	87.6	2000.
26.00	238.0	498.0	--	.38	89.3	2000.
26.50	242.5	507.5	--	.38	91.0	2000.
27.00	247.0	517.0	--	.38	92.7	2000.
27.50	251.5	526.5	--	.38	94.4	2000.
28.00	256.0	536.0	--	.38	96.1	2000.
28.50	260.5	545.5	--	.38	97.8	2000.
29.00	265.0	555.0	--	.38	99.4	2000.
29.50	269.5	564.5	--	.38	101.1	2000.
30.00	274.0	574.0	--	.38	102.8	2000.
30.50	278.5	583.5	--	.38	104.5	2000.
31.00	283.0	593.0	--	.38	106.2	2000.
31.50	287.5	602.5	--	.51	146.4	2000.
32.00	292.8	612.8	--	.63	185.0	2071.
32.50	298.0	623.0	--	.62	185.0	2143.
33.00	303.3	633.3	--	.61	185.0	2214.
33.50	308.5	643.5	--	.60	185.0	2286.
34.00	313.8	653.8	--	.59	185.0	2357.
34.50	319.0	664.0	--	.58	185.0	2429.
35.00	324.3	674.3	--	.57	185.0	2500.
35.50	329.5	684.5	--	.56	185.0	2500.
36.00	334.8	694.8	--	.55	185.0	2500.
36.50	340.0	705.0	--	.54	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

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	134.	845.	5.	974.	431.
1.50	201.	850.	7.	1044.	465.
2.00	268.	856.	10.	1115.	499.
2.50	335.	862.	12.	1185.	534.
3.00	402.	868.	15.	1255.	568.
3.50	469.	874.	17.	1326.	602.
4.00	536.	815.	19.	1332.	608.
4.50	603.	756.	22.	1337.	615.
5.00	670.	698.	24.	1343.	621.
5.50	737.	639.	27.	1349.	627.
6.00	804.	580.	29.	1354.	633.
6.50	871.	521.	32.	1360.	639.
7.00	928.	462.	34.	1356.	640.
7.50	966.	489.	36.	1419.	669.
8.00	995.	517.	39.	1473.	693.
8.50	1026.	544.	41.	1529.	719.
9.00	1059.	572.	44.	1587.	745.
9.50	1093.	599.	46.	1646.	772.
10.00	1129.	626.	49.	1707.	800.
10.50	1167.	654.	51.	1769.	828.
11.00	1206.	681.	54.	1833.	858.
11.50	1246.	708.	56.	1899.	888.
12.00	1289.	736.	58.	1966.	919.
12.50	1333.	763.	61.	2035.	951.
13.00	1378.	790.	63.	2105.	984.
13.50	1425.	818.	66.	2178.	1017.
14.00	1474.	845.	68.	2251.	1051.
14.50	1525.	872.	71.	2327.	1087.
15.00	1577.	900.	73.	2403.	1123.
15.50	1630.	927.	75.	2482.	1159.
16.00	1685.	955.	78.	2562.	1197.
16.50	1742.	982.	80.	2644.	1235.
17.00	1800.	1009.	83.	2727.	1275.
17.50	1860.	1037.	85.	2812.	1315.
18.00	1922.	1064.	88.	2898.	1356.
18.50	1985.	1091.	90.	2987.	1397.
19.00	2050.	1119.	92.	3076.	1440.
19.50	2116.	1146.	95.	3168.	1483.
20.00	2184.	1173.	97.	3261.	1527.
20.50	2254.	1201.	100.	3355.	1572.
21.00	2325.	1216.	102.	3439.	1613.
21.50	2398.	1216.	105.	3509.	1648.
22.00	2472.	1216.	107.	3581.	1683.
22.50	2548.	1216.	109.	3655.	1719.
23.00	2626.	1216.	112.	3730.	1757.
23.50	2705.	1216.	114.	3807.	1795.
24.00	2786.	1216.	117.	3885.	1833.
24.50	2869.	1216.	119.	3965.	1873.
25.00	2953.	1216.	122.	4047.	1914.
25.50	3038.	1216.	124.	4130.	1955.
26.00	3126.	1216.	126.	4215.	1997.
26.50	3214.	1216.	129.	4302.	2040.
27.00	3305.	1216.	131.	4390.	2084.
27.50	3397.	1216.	134.	4479.	2128.
28.00	3491.	1216.	136.	4570.	2173.
28.50	3586.	1216.	139.	4663.	2220.
29.00	3683.	1216.	141.	4758.	2267.
29.50	3781.	1216.	143.	4854.	2314.
30.00	3881.	1216.	146.	4951.	2363.
30.50	4001.	1216.	148.	5069.	2422.
31.00	4159.	1259.	151.	5267.	2519.
31.50	4335.	1303.	153.	5484.	2625.
32.00	4510.	1346.	156.	5701.	2731.
32.50	4686.	1390.	158.	5918.	2837.
33.00	4862.	1433.	161.	6134.	2943.
33.50	5038.	1477.	163.	6351.	3049.
34.00	5213.	1520.	165.	6568.	3155.
34.50	5389.	1520.	168.	6741.	3243.
35.00	5565.	1520.	170.	6915.	3330.
35.50	5741.	1520.	173.	7088.	3417.

Lp = Lunghezza utile del palo
Ql1 = Portata laterale limite

$$\begin{aligned}
 Q_{bl} &= \text{Portata di base limite} \\
 W_p &= \text{Peso efficace del palo} \\
 Q_u &= \text{Portata totale limite} \\
 Q_d &= \text{Portata di progetto} = Q_{ll}/FS,l + Q_{bl}/FS,b - W_p
 \end{aligned}$$

14.3.3 Pila 2

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

Unità	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	c_u	ϕ	τ_t	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$	K
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	kPa	[°]	--	kPa	--	kPa	--
Aa	0.0 ÷ 4.0	0.00	5.00	19.0	---	38	$\tau_t = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	150	22	4000	0.65
Ga	4.0 ÷ 19.0			19.5	150	---	$\tau_t = \alpha c_{ui}$	100	---	---	---
Cs	19.0 ÷ 35.0			19.0	---	30	$\tau_t = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	120	10	2000	0.65
Sa2	35.0 ÷ 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_{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 .

La capacità portante viene determinata sia considerando la reale pressione litostatica a quota testa palo per effetto della sua profondità nel terreno e sia considerando l'eventuale effetto di scalzamento sulla Pila che asporti l'Unità incoerente Aa. Per determinare la lunghezza di progetto viene presa la minima tra le due.

Senza scalzamento

STAMPA parametri per valutazione capacità portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
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	1093.
6.00	55.0	115.0	150.0	1.28	70.5	1193.
6.50	59.8	124.8	150.0	1.18	70.5	1294.
7.00	64.5	134.5	150.0	1.09	70.5	1394.
7.50	69.3	144.3	150.0	1.02	70.5	1494.
8.00	74.0	154.0	150.0	.95	70.5	1504.
8.50	78.8	163.8	150.0	.90	70.5	1514.
9.00	83.5	173.5	150.0	.84	70.5	1524.
9.50	88.3	183.3	150.0	.80	70.5	1533.
10.00	93.0	193.0	150.0	.76	70.5	1543.
10.50	97.8	202.8	150.0	.72	70.5	1553.
11.00	102.5	212.5	150.0	.69	70.5	1563.
11.50	107.3	222.3	150.0	.66	70.5	1572.
12.00	112.0	232.0	150.0	.63	70.5	1582.
12.50	116.8	241.8	150.0	.60	70.5	1592.
13.00	121.5	251.5	150.0	.58	70.5	1602.
13.50	126.3	261.3	150.0	.56	70.5	1611.
14.00	131.0	271.0	150.0	.54	70.5	1621.
14.50	135.8	280.8	150.0	.52	70.5	1631.
15.00	140.5	290.5	150.0	.50	70.5	1641.
15.50	145.3	300.3	150.0	.49	70.5	1650.

16.00	150.0	310.0	150.0	.47	70.5	1660.
16.50	154.8	319.8	150.0	.46	70.5	1670.
17.00	159.5	329.5	150.0	.44	70.5	1680.
17.50	164.3	339.3	150.0	.43	70.5	1689.
18.00	169.0	349.0	150.0	.42	70.5	1699.
18.50	173.8	358.8	150.0	.41	70.5	1709.
19.00	178.5	368.5	150.0	.39	68.7	1719.
19.50	183.0	378.0	--	.38	68.7	1773.
20.00	187.5	387.5	--	.38	70.4	1828.
20.50	192.0	397.0	--	.38	72.1	1882.
21.00	196.5	406.5	--	.38	73.7	1937.
21.50	201.0	416.0	--	.38	75.4	1980.
22.00	205.5	425.5	--	.38	77.1	1983.
22.50	210.0	435.0	--	.38	78.8	1986.
23.00	214.5	444.5	--	.38	80.5	1989.
23.50	219.0	454.0	--	.38	82.2	1992.
24.00	223.5	463.5	--	.38	83.9	1995.
24.50	228.0	473.0	--	.38	85.6	1998.
25.00	232.5	482.5	--	.38	87.3	2000.
25.50	237.0	492.0	--	.38	88.9	2000.
26.00	241.5	501.5	--	.38	90.6	2000.
26.50	246.0	511.0	--	.38	92.3	2000.
27.00	250.5	520.5	--	.38	94.0	2000.
27.50	255.0	530.0	--	.38	95.7	2000.
28.00	259.5	539.5	--	.38	97.4	2000.
28.50	264.0	549.0	--	.38	99.1	2000.
29.00	268.5	558.5	--	.38	100.8	2000.
29.50	273.0	568.0	--	.38	102.5	2000.
30.00	277.5	577.5	--	.38	104.1	2000.
30.50	282.0	587.0	--	.38	105.8	2000.
31.00	286.5	596.5	--	.38	107.5	2000.
31.50	291.0	606.0	--	.38	109.2	2000.
32.00	295.5	615.5	--	.38	110.9	2000.
32.50	300.0	625.0	--	.38	112.6	2000.
33.00	304.5	634.5	--	.38	114.3	2000.
33.50	309.0	644.0	--	.38	116.0	2000.
34.00	313.5	653.5	--	.38	117.6	2000.
34.50	318.0	663.0	--	.38	119.3	2000.
35.00	322.5	672.5	--	.47	152.5	2000.
35.50	327.8	682.8	--	.56	185.0	2071.
36.00	333.0	693.0	--	.56	185.0	2143.
36.50	338.3	703.3	--	.55	185.0	2214.
37.00	343.5	713.5	--	.54	185.0	2286.
37.50	348.8	723.8	--	.53	185.0	2357.
38.00	354.0	734.0	--	.52	185.0	2429.
38.50	359.3	744.3	--	.51	185.0	2500.
39.00	364.5	754.5	--	.51	185.0	2500.
39.50	369.8	764.8	--	.50	185.0	2500.
40.00	375.0	775.0	--	.49	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	134.	726.	5.	855.	379.
1.50	201.	787.	7.	980.	437.
2.00	268.	848.	10.	1106.	495.
2.50	335.	909.	12.	1231.	554.
3.00	402.	914.	15.	1302.	588.
3.50	469.	920.	17.	1372.	622.
4.00	536.	926.	19.	1443.	657.
4.50	603.	932.	22.	1513.	691.
5.00	670.	938.	24.	1584.	725.
5.50	737.	944.	27.	1654.	760.
6.00	804.	950.	29.	1725.	794.
6.50	871.	956.	32.	1795.	828.
7.00	938.	962.	34.	1865.	863.
7.50	1005.	968.	36.	1936.	897.

8.00	1072.	974.	39.	2006.	931.
8.50	1139.	980.	41.	2077.	965.
9.00	1206.	986.	44.	2147.	1000.
9.50	1273.	991.	46.	2218.	1034.
10.00	1339.	997.	49.	2288.	1068.
10.50	1406.	1003.	51.	2359.	1103.
11.00	1473.	1009.	54.	2429.	1137.
11.50	1540.	1015.	56.	2500.	1171.
12.00	1607.	1021.	58.	2570.	1206.
12.50	1674.	1027.	61.	2641.	1240.
13.00	1741.	1033.	63.	2711.	1274.
13.50	1808.	1039.	66.	2782.	1309.
14.00	1874.	1045.	68.	2851.	1343.
14.50	1940.	1078.	71.	2947.	1388.
15.00	2006.	1111.	73.	3044.	1433.
15.50	2073.	1144.	75.	3142.	1480.
16.00	2143.	1177.	78.	3242.	1527.
16.50	2214.	1204.	80.	3337.	1572.
17.00	2286.	1205.	83.	3409.	1608.
17.50	2360.	1207.	85.	3482.	1644.
18.00	2436.	1209.	88.	3557.	1681.
18.50	2513.	1211.	90.	3634.	1719.
19.00	2592.	1213.	92.	3712.	1757.
19.50	2672.	1215.	95.	3792.	1797.
20.00	2754.	1216.	97.	3873.	1837.
20.50	2838.	1216.	100.	3954.	1877.
21.00	2923.	1216.	102.	4037.	1918.
21.50	3010.	1216.	105.	4122.	1960.
22.00	3099.	1216.	107.	4208.	2003.
22.50	3189.	1216.	109.	4296.	2046.
23.00	3281.	1216.	112.	4385.	2091.
23.50	3374.	1216.	114.	4476.	2136.
24.00	3469.	1216.	117.	4568.	2182.
24.50	3565.	1216.	119.	4662.	2229.
25.00	3664.	1216.	122.	4758.	2276.
25.50	3763.	1216.	124.	4855.	2325.
26.00	3865.	1216.	126.	4954.	2374.
26.50	3968.	1216.	129.	5055.	2424.
27.00	4072.	1216.	131.	5157.	2475.
27.50	4178.	1216.	134.	5261.	2527.
28.00	4286.	1216.	136.	5366.	2579.
28.50	4395.	1216.	139.	5473.	2633.
29.00	4506.	1216.	141.	5581.	2687.
29.50	4619.	1216.	143.	5691.	2742.
30.00	4748.	1216.	146.	5818.	2805.
30.50	4908.	1259.	148.	6019.	2903.
31.00	5084.	1303.	151.	6236.	3010.
31.50	5260.	1346.	153.	6453.	3116.
32.00	5436.	1390.	156.	6670.	3222.
32.50	5611.	1433.	158.	6886.	3328.
33.00	5787.	1477.	161.	7103.	3434.
33.50	5963.	1520.	163.	7320.	3540.
34.00	6139.	1520.	165.	7493.	3627.
34.50	6314.	1520.	168.	7667.	3715.
35.00	6490.	1520.	170.	7840.	3802.

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

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.00	9.5	19.5	150.0	7.42	70.5	1370.
1.50	14.3	29.3	150.0	4.95	70.5	1379.
2.00	19.0	39.0	150.0	3.71	70.5	1389.
2.50	23.8	48.8	150.0	2.97	70.5	1399.
3.00	28.5	58.5	150.0	2.47	70.5	1409.

3.50	33.3	68.3	150.0	2.12	70.5	1418.
4.00	38.0	78.0	150.0	1.86	70.5	1428.
4.50	42.8	87.8	150.0	1.65	70.5	1438.
5.00	47.5	97.5	150.0	1.48	70.5	1448.
5.50	52.3	107.3	150.0	1.35	70.5	1457.
6.00	57.0	117.0	150.0	1.24	70.5	1467.
6.50	61.8	126.8	150.0	1.14	70.5	1477.
7.00	66.5	136.5	150.0	1.06	70.5	1487.
7.50	71.3	146.3	150.0	.99	70.5	1496.
8.00	76.0	156.0	150.0	.93	70.5	1506.
8.50	80.8	165.8	150.0	.87	70.5	1516.
9.00	85.5	175.5	150.0	.82	70.5	1526.
9.50	90.3	185.3	150.0	.78	70.5	1535.
10.00	95.0	195.0	150.0	.74	70.5	1545.
10.50	99.8	204.8	150.0	.71	70.5	1555.
11.00	104.5	214.5	150.0	.67	70.5	1565.
11.50	109.3	224.3	150.0	.65	70.5	1574.
12.00	114.0	234.0	150.0	.62	70.5	1553.
12.50	118.8	243.8	150.0	.59	70.5	1532.
13.00	123.5	253.5	150.0	.57	70.5	1510.
13.50	128.3	263.3	150.0	.55	70.5	1489.
14.00	133.0	273.0	150.0	.53	70.5	1468.
14.50	137.8	282.8	150.0	.51	70.5	1446.
15.00	142.5	292.5	150.0	.44	62.0	1425.
15.50	147.0	302.0	--	.38	55.2	1470.
16.00	151.5	311.5	--	.38	56.9	1515.
16.50	156.0	321.0	--	.38	58.5	1560.
17.00	160.5	330.5	--	.38	60.2	1605.
17.50	165.0	340.0	--	.38	61.9	1650.
18.00	169.5	349.5	--	.38	63.6	1695.
18.50	174.0	359.0	--	.38	65.3	1740.
19.00	178.5	368.5	--	.38	67.0	1785.
19.50	183.0	378.0	--	.38	68.7	1830.
20.00	187.5	387.5	--	.38	70.4	1875.
20.50	192.0	397.0	--	.38	72.1	1920.
21.00	196.5	406.5	--	.38	73.7	1965.
21.50	201.0	416.0	--	.38	75.4	2000.
22.00	205.5	425.5	--	.38	77.1	2000.
22.50	210.0	435.0	--	.38	78.8	2000.
23.00	214.5	444.5	--	.38	80.5	2000.
23.50	219.0	454.0	--	.38	82.2	2000.
24.00	223.5	463.5	--	.38	83.9	2000.
24.50	228.0	473.0	--	.38	85.6	2000.
25.00	232.5	482.5	--	.38	87.3	2000.
25.50	237.0	492.0	--	.38	88.9	2000.
26.00	241.5	501.5	--	.38	90.6	2000.
26.50	246.0	511.0	--	.38	92.3	2000.
27.00	250.5	520.5	--	.38	94.0	2000.
27.50	255.0	530.0	--	.38	95.7	2000.
28.00	259.5	539.5	--	.38	97.4	2000.
28.50	264.0	549.0	--	.38	99.1	2000.
29.00	268.5	558.5	--	.38	100.8	2000.
29.50	273.0	568.0	--	.38	102.5	2000.
30.00	277.5	577.5	--	.38	104.1	2000.
30.50	282.0	587.0	--	.38	105.8	2000.
31.00	286.5	596.5	--	.51	146.3	2000.
31.50	291.8	606.8	--	.63	185.0	2071.
32.00	297.0	617.0	--	.62	185.0	2143.
32.50	302.3	627.3	--	.61	185.0	2214.
33.00	307.5	637.5	--	.60	185.0	2286.
33.50	312.8	647.8	--	.59	185.0	2357.
34.00	318.0	658.0	--	.58	185.0	2429.
34.50	323.3	668.3	--	.57	185.0	2500.
35.00	328.5	678.5	--	.56	185.0	2500.
35.50	333.8	688.8	--	.55	185.0	2500.
36.00	339.0	699.0	--	.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

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	134.	845.	5.	974.	431.
1.50	201.	850.	7.	1044.	465.
2.00	268.	856.	10.	1115.	499.
2.50	335.	862.	12.	1185.	534.
3.00	402.	868.	15.	1255.	568.
3.50	469.	874.	17.	1326.	602.
4.00	536.	880.	19.	1396.	637.
4.50	603.	886.	22.	1467.	671.
5.00	670.	892.	24.	1537.	705.
5.50	737.	898.	27.	1608.	740.
6.00	804.	904.	29.	1678.	774.
6.50	871.	910.	32.	1749.	808.
7.00	938.	916.	34.	1819.	842.
7.50	1005.	922.	36.	1890.	877.
8.00	1072.	928.	39.	1960.	911.
8.50	1139.	933.	41.	2031.	945.
9.00	1206.	939.	44.	2101.	980.
9.50	1273.	945.	46.	2172.	1014.
10.00	1339.	951.	49.	2242.	1048.
10.50	1406.	957.	51.	2313.	1083.
11.00	1473.	944.	54.	2364.	1109.
11.50	1540.	931.	56.	2416.	1135.
12.00	1607.	918.	58.	2467.	1161.
12.50	1674.	905.	61.	2519.	1187.
13.00	1741.	892.	63.	2570.	1213.
13.50	1808.	879.	66.	2622.	1239.
14.00	1871.	866.	68.	2670.	1263.
14.50	1927.	894.	71.	2750.	1301.
15.00	1980.	921.	73.	2828.	1338.
15.50	2035.	948.	75.	2908.	1375.
16.00	2091.	976.	78.	2989.	1413.
16.50	2149.	1003.	80.	3072.	1453.
17.00	2209.	1031.	83.	3157.	1492.
17.50	2270.	1058.	85.	3243.	1533.
18.00	2333.	1085.	88.	3331.	1575.
18.50	2398.	1113.	90.	3420.	1617.
19.00	2464.	1140.	92.	3511.	1660.
19.50	2531.	1167.	95.	3604.	1704.
20.00	2600.	1195.	97.	3698.	1749.
20.50	2671.	1216.	100.	3788.	1792.
21.00	2744.	1216.	102.	3858.	1826.
21.50	2818.	1216.	105.	3929.	1862.
22.00	2894.	1216.	107.	4002.	1898.
22.50	2971.	1216.	109.	4077.	1935.
23.00	3050.	1216.	112.	4154.	1973.
23.50	3130.	1216.	114.	4232.	2011.
24.00	3212.	1216.	117.	4311.	2051.
24.50	3296.	1216.	119.	4393.	2091.
25.00	3381.	1216.	122.	4476.	2132.
25.50	3468.	1216.	124.	4560.	2174.
26.00	3557.	1216.	126.	4646.	2217.
26.50	3647.	1216.	129.	4734.	2260.
27.00	3738.	1216.	131.	4823.	2305.
27.50	3832.	1216.	134.	4914.	2350.
28.00	3927.	1216.	136.	5006.	2396.
28.50	4023.	1216.	139.	5101.	2443.
29.00	4121.	1216.	141.	5196.	2490.
29.50	4221.	1216.	143.	5294.	2539.
30.00	4341.	1216.	146.	5411.	2597.
30.50	4498.	1259.	148.	5609.	2694.
31.00	4674.	1303.	151.	5826.	2800.
31.50	4850.	1346.	153.	6043.	2906.
32.00	5025.	1390.	156.	6259.	3013.
32.50	5201.	1433.	158.	6476.	3119.
33.00	5377.	1477.	161.	6693.	3225.
33.50	5553.	1520.	163.	6910.	3331.
34.00	5728.	1520.	165.	7083.	3418.
34.50	5904.	1520.	168.	7256.	3505.
35.00	6080.	1520.	170.	7430.	3593.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 wp = Peso efficace del palo

$$Q_u = \text{Portata totale limite}$$

$$Q_d = \text{Portata di progetto} = Q_{l1}/FS,l + Q_{b1}/FS,b - w_p$$

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 ÷ 3.5	0.00	4.00	19.0	---	38	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	150	22	4000	0.65
Ga	3.5 ÷ 18.0			19.5	150	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	100	---	---	---
Cs	18.0 ÷ 19.5			19.0	---	30	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	120	10	2000	0.65
Sa2(a)	19.5 ÷ 21.5			20.5	---	---	130	---	---	1600-2500	
Sa	21.5 ÷ 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_{l1} , la portata di base limite Q_{b1} , il peso efficace del palo W_p , la portata totale limite Q_u , la portata di progetto Q_d .

La capacità portante viene determinata sia considerando la reale pressione litostatica a quota testa palo per effetto della sua profondità nel terreno e sia considerando l'eventuale effetto di scalzamento sulla Pila che asporti l'Unità incoerente Aa. Per determinare la lunghezza di progetto viene presa la minima tra le due.

Senza scalzamento

Parametri per valutazione capacità portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	c_u kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
4.00	36.3	76.3	150.0	1.94	70.5	806.
4.50	41.0	86.0	150.0	1.72	70.5	919.
5.00	45.8	95.8	150.0	1.54	70.5	1032.
5.50	50.5	105.5	150.0	1.40	70.5	1145.
6.00	55.3	115.3	150.0	1.28	70.5	1259.
6.50	60.0	125.0	150.0	1.17	70.5	1372.
7.00	64.8	134.8	150.0	1.09	70.5	1485.
7.50	69.5	144.5	150.0	1.01	70.5	1495.
8.00	74.3	154.3	150.0	.95	70.5	1504.
8.50	79.0	164.0	150.0	.89	70.5	1514.
9.00	83.8	173.8	150.0	.84	70.5	1524.
9.50	88.5	183.5	150.0	.80	70.5	1534.
10.00	93.3	193.3	150.0	.76	70.5	1543.
10.50	98.0	203.0	150.0	.72	70.5	1553.
11.00	102.8	212.8	150.0	.69	70.5	1563.
11.50	107.5	222.5	150.0	.66	70.5	1573.
12.00	112.3	232.3	150.0	.63	70.5	1582.
12.50	117.0	242.0	150.0	.60	70.5	1592.
13.00	121.8	251.8	150.0	.58	70.5	1602.
13.50	126.5	261.5	150.0	.56	70.5	1612.
14.00	131.3	271.3	150.0	.54	70.5	1621.
14.50	136.0	281.0	150.0	.52	70.5	1631.
15.00	140.8	290.8	150.0	.50	70.5	1621.
15.50	145.5	300.5	150.0	.48	70.5	1611.
16.00	150.3	310.3	150.0	.47	70.5	1602.
16.50	155.0	320.0	150.0	.45	70.5	1592.

17.00	159.8	329.8	150.0	.44	70.5	1582.
17.50	164.5	339.5	150.0	.43	70.5	1572.
18.00	169.3	349.3	150.0	.40	67.0	1563.
18.50	173.8	358.8	--	.38	65.2	1575.
19.00	178.3	368.3	--	.38	66.9	1588.
19.50	182.8	377.8	--	.54	99.3	1600.
20.00	188.0	388.0	--	.69	130.0	1825.
20.50	193.3	398.3	--	.67	130.0	2050.
21.00	198.5	408.5	--	.65	130.0	2275.
21.50	203.8	418.8	--	.77	157.5	2500.
22.00	209.0	429.0	--	.89	185.0	2500.
22.50	214.3	439.3	--	.86	185.0	2500.
23.00	219.5	449.5	--	.84	185.0	2500.
23.50	224.8	459.8	--	.82	185.0	2500.
24.00	230.0	470.0	--	.80	185.0	2500.
24.50	235.3	480.3	--	.79	185.0	2500.
25.00	240.5	490.5	--	.77	185.0	2500.
25.50	245.8	500.8	--	.75	185.0	2500.
26.00	251.0	511.0	--	.74	185.0	2500.
26.50	256.3	521.3	--	.72	185.0	2500.
27.00	261.5	531.5	--	.71	185.0	2500.
27.50	266.8	541.8	--	.69	185.0	2500.
28.00	272.0	552.0	--	.68	185.0	2500.
28.50	277.3	562.3	--	.67	185.0	2500.
29.00	282.5	572.5	--	.65	185.0	2500.
29.50	287.8	582.8	--	.64	185.0	2500.
30.00	293.0	593.0	--	.63	185.0	2500.
30.50	298.3	603.3	--	.62	185.0	2500.
31.00	303.5	613.5	--	.61	185.0	2500.
31.50	308.8	623.8	--	.60	185.0	2500.
32.00	314.0	634.0	--	.59	185.0	2500.
32.50	319.3	644.3	--	.58	185.0	2500.
33.00	324.5	654.5	--	.57	185.0	2500.
33.50	329.8	664.8	--	.56	185.0	2500.
34.00	335.0	675.0	--	.55	185.0	2500.
34.50	340.3	685.3	--	.54	185.0	2500.
35.00	345.5	695.5	--	.54	185.0	2500.
35.50	350.8	705.8	--	.53	185.0	2500.
36.00	356.0	716.0	--	.52	185.0	2500.
36.50	361.3	726.3	--	.51	185.0	2500.
37.00	366.5	736.5	--	.50	185.0	2500.
37.50	371.8	746.8	--	.50	185.0	2500.
38.00	377.0	757.0	--	.49	185.0	2500.
38.50	382.3	767.3	--	.48	185.0	2500.
39.00	387.5	777.5	--	.48	185.0	2500.
39.50	392.8	787.8	--	.47	185.0	2500.
40.00	398.0	798.0	--	.46	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	134.	628.	5.	757.	336.
1.50	201.	696.	7.	890.	398.
2.00	268.	765.	10.	1023.	460.
2.50	335.	834.	12.	1157.	521.
3.00	402.	903.	15.	1290.	583.
3.50	469.	909.	17.	1360.	617.
4.00	536.	915.	19.	1431.	652.
4.50	603.	921.	22.	1501.	686.
5.00	670.	926.	24.	1572.	720.
5.50	737.	932.	27.	1642.	755.
6.00	804.	938.	29.	1713.	789.
6.50	871.	944.	32.	1783.	823.
7.00	938.	950.	34.	1854.	857.
7.50	1005.	956.	36.	1924.	892.
8.00	1072.	962.	39.	1995.	926.

8.50	1139.	968.	41.	2065.	960.
9.00	1206.	974.	44.	2136.	995.
9.50	1273.	980.	46.	2206.	1029.
10.00	1339.	986.	49.	2277.	1063.
10.50	1406.	992.	51.	2347.	1098.
11.00	1473.	986.	54.	2406.	1127.
11.50	1540.	980.	56.	2464.	1156.
12.00	1607.	974.	58.	2523.	1185.
12.50	1674.	968.	61.	2581.	1214.
13.00	1741.	962.	63.	2640.	1243.
13.50	1808.	956.	66.	2699.	1273.
14.00	1874.	950.	68.	2756.	1301.
14.50	1936.	958.	71.	2824.	1334.
15.00	1999.	965.	73.	2891.	1367.
15.50	2078.	973.	75.	2976.	1408.
16.00	2187.	1110.	78.	3219.	1520.
16.50	2311.	1246.	80.	3477.	1641.
17.00	2434.	1383.	83.	3735.	1761.
17.50	2571.	1520.	85.	4005.	1887.
18.00	2733.	1520.	88.	4166.	1968.
18.50	2909.	1520.	90.	4339.	2055.
19.00	3085.	1520.	92.	4512.	2142.
19.50	3261.	1520.	95.	4686.	2230.
20.00	3436.	1520.	97.	4859.	2317.
20.50	3612.	1520.	100.	5032.	2404.
21.00	3788.	1520.	102.	5206.	2491.
21.50	3964.	1520.	105.	5379.	2579.
22.00	4139.	1520.	107.	5552.	2666.
22.50	4315.	1520.	109.	5726.	2753.
23.00	4491.	1520.	112.	5899.	2840.
23.50	4667.	1520.	114.	6072.	2927.
24.00	4842.	1520.	117.	6246.	3015.
24.50	5018.	1520.	119.	6419.	3102.
25.00	5194.	1520.	122.	6592.	3189.
25.50	5370.	1520.	124.	6766.	3276.
26.00	5545.	1520.	126.	6939.	3364.
26.50	5721.	1520.	129.	7112.	3451.
27.00	5897.	1520.	131.	7285.	3538.
27.50	6073.	1520.	134.	7459.	3625.
28.00	6248.	1520.	136.	7632.	3713.
28.50	6424.	1520.	139.	7805.	3800.
29.00	6600.	1520.	141.	7979.	3887.
29.50	6776.	1520.	143.	8152.	3974.
30.00	6951.	1520.	146.	8325.	4062.
30.50	7127.	1520.	148.	8499.	4149.
31.00	7303.	1520.	151.	8672.	4236.
31.50	7479.	1520.	153.	8845.	4323.
32.00	7654.	1520.	156.	9019.	4410.
32.50	7830.	1520.	158.	9192.	4498.
33.00	8006.	1520.	161.	9365.	4585.
33.50	8182.	1520.	163.	9539.	4672.
34.00	8357.	1520.	165.	9712.	4759.
34.50	8533.	1520.	168.	9885.	4847.
35.00	8709.	1520.	170.	10059.	4934.
35.50	8885.	1520.	173.	10232.	5021.
36.00	9060.	1520.	175.	10405.	5108.

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 = $Ql1/FS,1 + Qb1/FS,b - wp$

Con scalzamento

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
.50	4.8	9.8	150.0	14.84	70.5	1360.
1.00	9.5	19.5	150.0	7.42	70.5	1370.
1.50	14.3	29.3	150.0	4.95	70.5	1379.
2.00	19.0	39.0	150.0	3.71	70.5	1389.

2.50	23.8	48.8	150.0	2.97	70.5	1399.
3.00	28.5	58.5	150.0	2.47	70.5	1409.
3.50	33.3	68.3	150.0	2.12	70.5	1418.
4.00	38.0	78.0	150.0	1.86	70.5	1428.
4.50	42.8	87.8	150.0	1.65	70.5	1438.
5.00	47.5	97.5	150.0	1.48	70.5	1448.
5.50	52.3	107.3	150.0	1.35	70.5	1457.
6.00	57.0	117.0	150.0	1.24	70.5	1467.
6.50	61.8	126.8	150.0	1.14	70.5	1477.
7.00	66.5	136.5	150.0	1.06	70.5	1487.
7.50	71.3	146.3	150.0	.99	70.5	1496.
8.00	76.0	156.0	150.0	.93	70.5	1506.
8.50	80.8	165.8	150.0	.87	70.5	1516.
9.00	85.5	175.5	150.0	.82	70.5	1526.
9.50	90.3	185.3	150.0	.78	70.5	1535.
10.00	95.0	195.0	150.0	.74	70.5	1545.
10.50	99.8	204.8	150.0	.71	70.5	1555.
11.00	104.5	214.5	150.0	.67	70.5	1565.
11.50	109.3	224.3	150.0	.65	70.5	1538.
12.00	114.0	234.0	150.0	.62	70.5	1511.
12.50	118.8	243.8	150.0	.59	70.5	1484.
13.00	123.5	253.5	150.0	.57	70.5	1458.
13.50	128.3	263.3	150.0	.55	70.5	1431.
14.00	133.0	273.0	150.0	.53	70.5	1404.
14.50	137.8	282.8	150.0	.44	61.1	1378.
15.00	142.3	292.3	--	.38	53.4	1423.
15.50	146.8	301.8	--	.38	55.1	1468.
16.00	151.3	311.3	--	.62	93.4	1513.
16.50	156.5	321.5	--	.83	130.0	1750.
17.00	161.8	331.8	--	.80	130.0	1988.
17.50	167.0	342.0	--	.78	130.0	2225.
18.00	172.3	352.3	--	.91	157.5	2463.
18.50	177.5	362.5	--	1.04	185.0	2468.
19.00	182.8	372.8	--	1.01	185.0	2473.
19.50	188.0	383.0	--	.98	185.0	2479.
20.00	193.3	393.3	--	.96	185.0	2484.
20.50	198.5	403.5	--	.93	185.0	2489.
21.00	203.8	413.8	--	.91	185.0	2495.
21.50	209.0	424.0	--	.89	185.0	2500.
22.00	214.3	434.3	--	.86	185.0	2500.
22.50	219.5	444.5	--	.84	185.0	2500.
23.00	224.8	454.8	--	.82	185.0	2500.
23.50	230.0	465.0	--	.80	185.0	2500.
24.00	235.3	475.3	--	.79	185.0	2500.
24.50	240.5	485.5	--	.77	185.0	2500.
25.00	245.8	495.8	--	.75	185.0	2500.
25.50	251.0	506.0	--	.74	185.0	2500.
26.00	256.3	516.3	--	.72	185.0	2500.
26.50	261.5	526.5	--	.71	185.0	2500.
27.00	266.8	536.8	--	.69	185.0	2500.
27.50	272.0	547.0	--	.68	185.0	2500.
28.00	277.3	557.3	--	.67	185.0	2500.
28.50	282.5	567.5	--	.65	185.0	2500.
29.00	287.8	577.8	--	.64	185.0	2500.
29.50	293.0	588.0	--	.63	185.0	2500.
30.00	298.3	598.3	--	.62	185.0	2500.
30.50	303.5	608.5	--	.61	185.0	2500.
31.00	308.8	618.8	--	.60	185.0	2500.
31.50	314.0	629.0	--	.59	185.0	2500.
32.00	319.3	639.3	--	.58	185.0	2500.
32.50	324.5	649.5	--	.57	185.0	2500.
33.00	329.8	659.8	--	.56	185.0	2500.
33.50	335.0	670.0	--	.55	185.0	2500.
34.00	340.3	680.3	--	.54	185.0	2500.
34.50	345.5	690.5	--	.54	185.0	2500.
35.00	350.8	700.8	--	.53	185.0	2500.
35.50	356.0	711.0	--	.52	185.0	2500.
36.00	361.3	721.3	--	.51	185.0	2500.
36.50	366.5	731.5	--	.50	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

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	134.	839.	5.	968.	428.
1.50	201.	845.	7.	1038.	462.
2.00	268.	850.	10.	1109.	497.
2.50	335.	856.	12.	1179.	531.
3.00	402.	862.	15.	1250.	565.
3.50	469.	868.	17.	1320.	600.
4.00	536.	874.	19.	1390.	634.
4.50	603.	880.	22.	1461.	668.
5.00	670.	886.	24.	1531.	703.
5.50	737.	892.	27.	1602.	737.
6.00	804.	898.	29.	1672.	771.
6.50	871.	904.	32.	1743.	806.
7.00	938.	910.	34.	1813.	840.
7.50	1005.	916.	36.	1884.	874.
8.00	1072.	922.	39.	1954.	909.
8.50	1139.	928.	41.	2025.	943.
9.00	1206.	933.	44.	2095.	977.
9.50	1273.	939.	46.	2166.	1011.
10.00	1339.	945.	49.	2236.	1046.
10.50	1406.	951.	51.	2307.	1080.
11.00	1473.	935.	54.	2355.	1105.
11.50	1540.	919.	56.	2403.	1129.
12.00	1607.	902.	58.	2452.	1154.
12.50	1674.	886.	61.	2500.	1179.
13.00	1741.	870.	63.	2548.	1203.
13.50	1808.	854.	66.	2596.	1228.
14.00	1871.	838.	68.	2640.	1251.
14.50	1925.	865.	71.	2720.	1288.
15.00	1977.	892.	73.	2796.	1324.
15.50	2047.	920.	75.	2891.	1369.
16.00	2153.	1064.	78.	3140.	1483.
16.50	2277.	1208.	80.	3405.	1607.
17.00	2400.	1353.	83.	3670.	1730.
17.50	2537.	1497.	85.	3949.	1860.
18.00	2700.	1500.	88.	4113.	1942.
18.50	2875.	1504.	90.	4289.	2031.
19.00	3051.	1507.	92.	4466.	2119.
19.50	3227.	1510.	95.	4642.	2208.
20.00	3403.	1513.	97.	4819.	2297.
20.50	3578.	1517.	100.	4995.	2385.
21.00	3754.	1520.	102.	5172.	2474.
21.50	3930.	1520.	105.	5345.	2561.
22.00	4106.	1520.	107.	5519.	2649.
22.50	4281.	1520.	109.	5692.	2736.
23.00	4457.	1520.	112.	5865.	2823.
23.50	4633.	1520.	114.	6039.	2910.
24.00	4809.	1520.	117.	6212.	2998.
24.50	4984.	1520.	119.	6385.	3085.
25.00	5160.	1520.	122.	6558.	3172.
25.50	5336.	1520.	124.	6732.	3259.
26.00	5512.	1520.	126.	6905.	3346.
26.50	5687.	1520.	129.	7078.	3434.
27.00	5863.	1520.	131.	7252.	3521.
27.50	6039.	1520.	134.	7425.	3608.
28.00	6215.	1520.	136.	7598.	3695.
28.50	6390.	1520.	139.	7772.	3783.
29.00	6566.	1520.	141.	7945.	3870.
29.50	6742.	1520.	143.	8118.	3957.
30.00	6918.	1520.	146.	8292.	4044.
30.50	7093.	1520.	148.	8465.	4132.
31.00	7269.	1520.	151.	8638.	4219.
31.50	7445.	1520.	153.	8812.	4306.
32.00	7621.	1520.	156.	8985.	4393.
32.50	7796.	1520.	158.	9158.	4481.
33.00	7972.	1520.	161.	9332.	4568.
33.50	8148.	1520.	163.	9505.	4655.
34.00	8324.	1520.	165.	9678.	4742.
34.50	8499.	1520.	168.	9852.	4829.
35.00	8675.	1520.	170.	10025.	4917.
35.50	8851.	1520.	173.	10198.	5004.
36.00	9027.	1520.	175.	10371.	5091.

L_p = Lunghezza utile del palo
 Q_{l1} = Portata laterale limite
 Q_{b1} = Portata di base limite
 w_p = Peso efficace del palo
 Q_u = Portata totale limite
 Q_d = Portata di progetto = $Q_{l1}/FS,1 + Q_{b1}/FS,b - w_p$

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	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$	K
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	kPa	[°]	--	kPa	--	kPa	--
Aa	0.0 ÷ 4.0	3.50	4.00	19.0	---	38	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	150	22	4000	0.65
Sa2(a)	4.0 ÷ 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_{l1} , la portata di base limite Q_{b1} , 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	c_u kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
4.00	71.0	76.0	--	1.19	84.4	1562.
4.50	76.3	86.3	--	1.70	130.0	1596.
5.00	81.5	96.5	--	1.60	130.0	1629.
5.50	86.8	106.8	--	1.50	130.0	1663.
6.00	92.0	117.0	--	1.41	130.0	1696.
6.50	97.3	127.3	--	1.34	130.0	1730.
7.00	102.5	137.5	--	1.27	130.0	1763.
7.50	107.8	147.8	--	1.21	130.0	1797.
8.00	113.0	158.0	--	1.15	130.0	1825.
8.50	118.3	168.3	--	1.10	130.0	1853.
9.00	123.5	178.5	--	1.05	130.0	1881.
9.50	128.8	188.8	--	1.01	130.0	1909.
10.00	134.0	199.0	--	.97	130.0	1938.
10.50	139.3	209.3	--	.93	130.0	1966.
11.00	144.5	219.5	--	.90	130.0	1994.
11.50	149.8	229.8	--	.87	130.0	2022.
12.00	155.0	240.0	--	.84	130.0	2050.
12.50	160.3	250.3	--	.81	130.0	2078.
13.00	165.5	260.5	--	.79	130.0	2106.
13.50	170.8	270.8	--	.76	130.0	2134.
14.00	176.0	281.0	--	.74	130.0	2163.
14.50	181.3	291.3	--	.72	130.0	2191.
15.00	186.5	301.5	--	.70	130.0	2219.
15.50	191.8	311.8	--	.68	130.0	2247.
16.00	197.0	322.0	--	.66	130.0	2275.
16.50	202.3	332.3	--	.64	130.0	2303.
17.00	207.5	342.5	--	.63	130.0	2331.

17.50	212.8	352.8	--	.61	130.0	2359.
18.00	218.0	363.0	--	.60	130.0	2388.
18.50	223.3	373.3	--	.58	130.0	2416.
19.00	228.5	383.5	--	.57	130.0	2444.
19.50	233.8	393.8	--	.56	130.0	2472.
20.00	239.0	404.0	--	.66	157.5	2500.
20.50	244.3	414.3	--	.76	185.0	2500.
21.00	249.5	424.5	--	.74	185.0	2500.
21.50	254.8	434.8	--	.73	185.0	2500.
22.00	260.0	445.0	--	.71	185.0	2500.
22.50	265.3	455.3	--	.70	185.0	2500.
23.00	270.5	465.5	--	.68	185.0	2500.
23.50	275.8	475.8	--	.67	185.0	2500.
24.00	281.0	486.0	--	.66	185.0	2500.
24.50	286.3	496.3	--	.65	185.0	2500.
25.00	291.5	506.5	--	.63	185.0	2500.
25.50	296.8	516.8	--	.62	185.0	2500.
26.00	302.0	527.0	--	.61	185.0	2500.
26.50	307.3	537.3	--	.60	185.0	2500.
27.00	312.5	547.5	--	.59	185.0	2500.
27.50	317.8	557.8	--	.58	185.0	2500.
28.00	323.0	568.0	--	.57	185.0	2500.
28.50	328.3	578.3	--	.56	185.0	2500.
29.00	333.5	588.5	--	.55	185.0	2500.
29.50	338.8	598.8	--	.55	185.0	2500.
30.00	344.0	609.0	--	.54	185.0	2500.
30.50	349.3	619.3	--	.53	185.0	2500.
31.00	354.5	629.5	--	.52	185.0	2500.
31.50	359.8	639.8	--	.51	185.0	2500.
32.00	365.0	650.0	--	.51	185.0	2500.
32.50	370.3	660.3	--	.50	185.0	2500.
33.00	375.5	670.5	--	.49	185.0	2500.
33.50	380.8	680.8	--	.49	185.0	2500.
34.00	386.0	691.0	--	.48	185.0	2500.
34.50	391.3	701.3	--	.47	185.0	2500.
35.00	396.5	711.5	--	.47	185.0	2500.
35.50	401.8	721.8	--	.46	185.0	2500.
36.00	407.0	732.0	--	.45	185.0	2500.
36.50	412.3	742.3	--	.45	185.0	2500.
37.00	417.5	752.5	--	.44	185.0	2500.
37.50	422.8	762.8	--	.44	185.0	2500.
38.00	428.0	773.0	--	.43	185.0	2500.
38.50	433.3	783.3	--	.43	185.0	2500.
39.00	438.5	793.5	--	.42	185.0	2500.
39.50	443.8	803.8	--	.42	185.0	2500.
40.00	449.0	814.0	--	.41	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	335.	1036.	5.	1367.	617.
1.50	519.	1058.	8.	1569.	717.
2.00	703.	1079.	10.	1772.	818.
2.50	887.	1100.	13.	1974.	918.
3.00	1070.	1122.	15.	2177.	1019.
3.50	1254.	1143.	18.	2380.	1119.
4.00	1438.	1161.	20.	2579.	1218.
4.50	1622.	1179.	23.	2778.	1317.
5.00	1806.	1197.	25.	2977.	1416.
5.50	1989.	1215.	28.	3176.	1515.
6.00	2173.	1233.	31.	3375.	1614.
6.50	2357.	1250.	33.	3574.	1713.
7.00	2541.	1268.	36.	3773.	1812.
7.50	2724.	1286.	38.	3973.	1911.
8.00	2908.	1304.	41.	4172.	2010.
8.50	3092.	1322.	43.	4371.	2109.
9.00	3276.	1340.	46.	4570.	2208.

9.50	3460.	1358.	48.	4769.	2307.
10.00	3643.	1376.	51.	4968.	2406.
10.50	3827.	1394.	53.	5167.	2505.
11.00	4011.	1412.	56.	5366.	2604.
11.50	4195.	1429.	59.	5566.	2703.
12.00	4379.	1447.	61.	5765.	2802.
12.50	4562.	1465.	64.	5964.	2901.
13.00	4746.	1483.	66.	6163.	3000.
13.50	4930.	1501.	69.	6362.	3099.
14.00	5114.	1519.	71.	6561.	3198.
14.50	5297.	1537.	74.	6760.	3297.
15.00	5481.	1555.	76.	6960.	3396.
15.50	5665.	1573.	79.	7159.	3495.
16.00	5868.	1590.	81.	7377.	3604.
16.50	6110.	1590.	84.	7617.	3725.
17.00	6372.	1590.	87.	7876.	3856.
17.50	6633.	1590.	89.	8135.	3987.
18.00	6895.	1590.	92.	8394.	4118.
18.50	7156.	1590.	94.	8653.	4249.
19.00	7418.	1590.	97.	8912.	4380.
19.50	7680.	1590.	99.	9171.	4510.
20.00	7941.	1590.	102.	9430.	4641.
20.50	8203.	1590.	104.	9689.	4772.
21.00	8464.	1590.	107.	9948.	4903.
21.50	8726.	1590.	109.	10207.	5034.
22.00	8987.	1590.	112.	10466.	5165.
22.50	9249.	1590.	115.	10725.	5296.
23.00	9510.	1590.	117.	10984.	5427.
23.50	9772.	1590.	120.	11243.	5558.
24.00	10033.	1590.	122.	11502.	5688.
24.50	10295.	1590.	125.	11761.	5819.
25.00	10556.	1590.	127.	12020.	5950.
25.50	10818.	1590.	130.	12279.	6081.
26.00	11080.	1590.	132.	12538.	6212.
26.50	11341.	1590.	135.	12797.	6343.
27.00	11603.	1590.	137.	13056.	6474.
27.50	11864.	1590.	140.	13315.	6605.
28.00	12126.	1590.	143.	13574.	6736.
28.50	12387.	1590.	145.	13833.	6866.
29.00	12649.	1590.	148.	14092.	6997.
29.50	12910.	1590.	150.	14351.	7128.
30.00	13172.	1590.	153.	14610.	7259.
30.50	13433.	1590.	155.	14869.	7390.
31.00	13695.	1590.	158.	15128.	7521.
31.50	13956.	1590.	160.	15387.	7652.
32.00	14218.	1590.	163.	15646.	7783.
32.50	14480.	1590.	165.	15905.	7914.
33.00	14741.	1590.	168.	16164.	8044.
33.50	15003.	1590.	170.	16423.	8175.
34.00	15264.	1590.	173.	16682.	8306.
34.50	15526.	1590.	176.	16941.	8437.
35.00	15787.	1590.	178.	17200.	8568.
35.50	16049.	1590.	181.	17459.	8699.
36.00	16310.	1590.	183.	17718.	8830.

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 = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - wp$

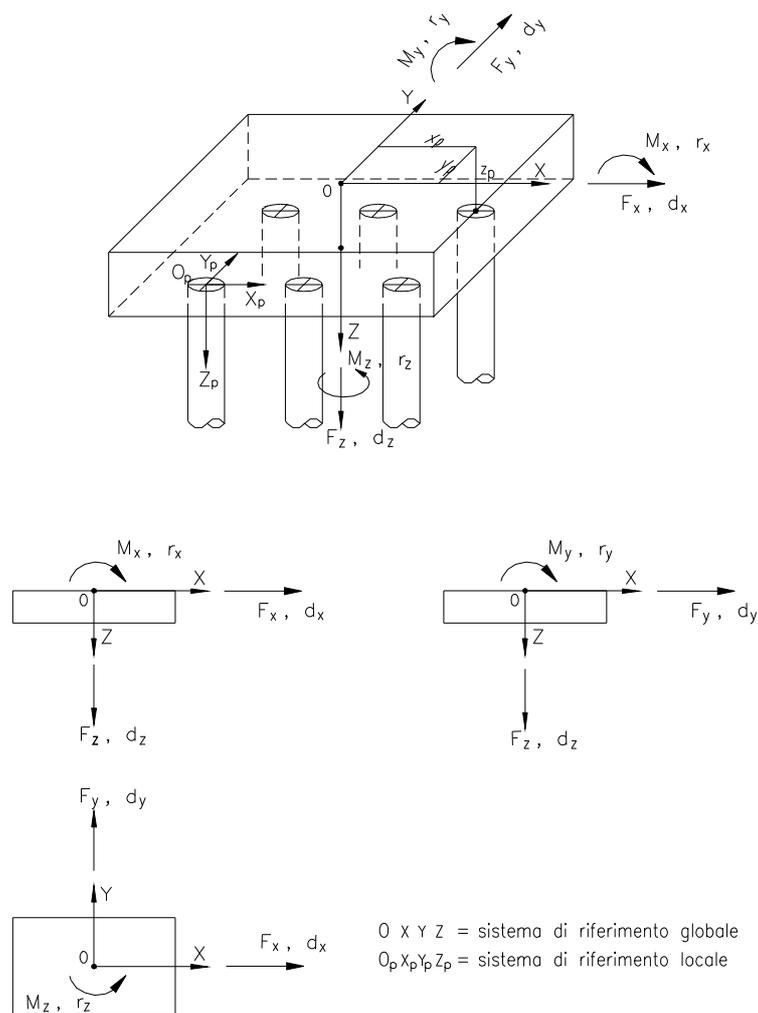
15 PALI ISOLATI SOTTOPOSTI A CARICHI VERTICALI E TRASVERSALI

15.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

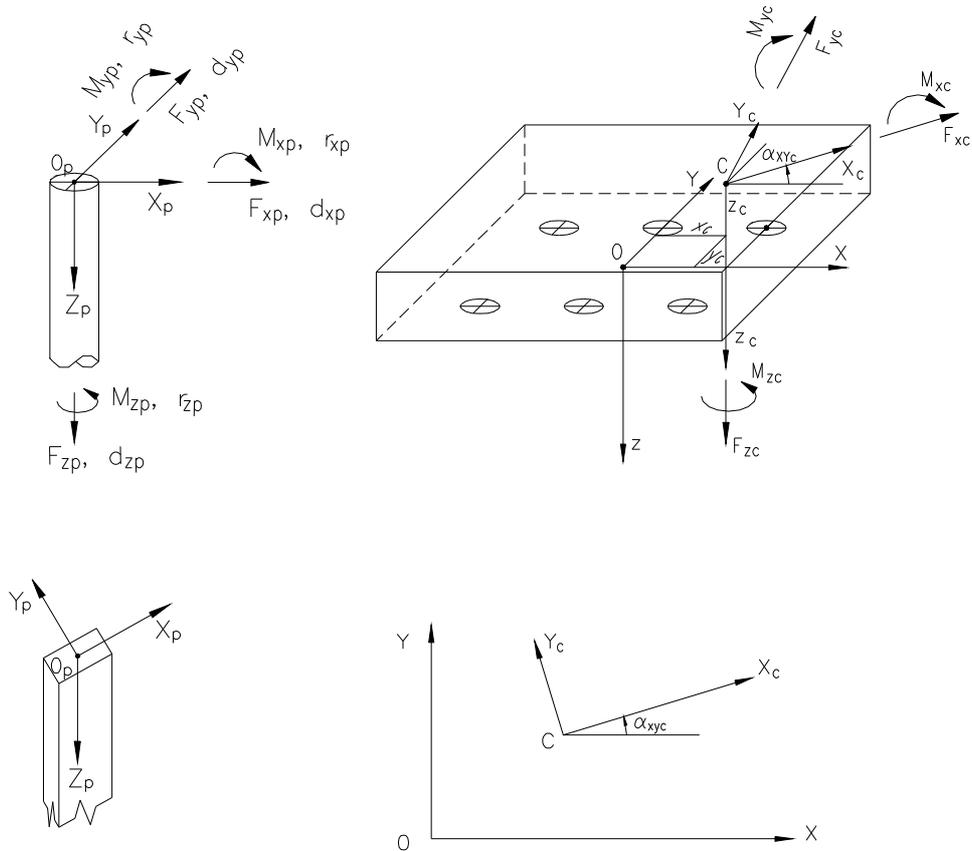
Per determinare le sollecitazioni sui pali viene eseguita un'analisi tridimensionale della palificata, condotta considerando le fondazioni come costituite da pali incastrati in testa al pinto, assimilato ad un corpo infinitamente rigido.

Il comportamento del palo isolato ai carichi assiali è definito da una caratteristica di rigidità 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 rigidità variabile con la profondità.

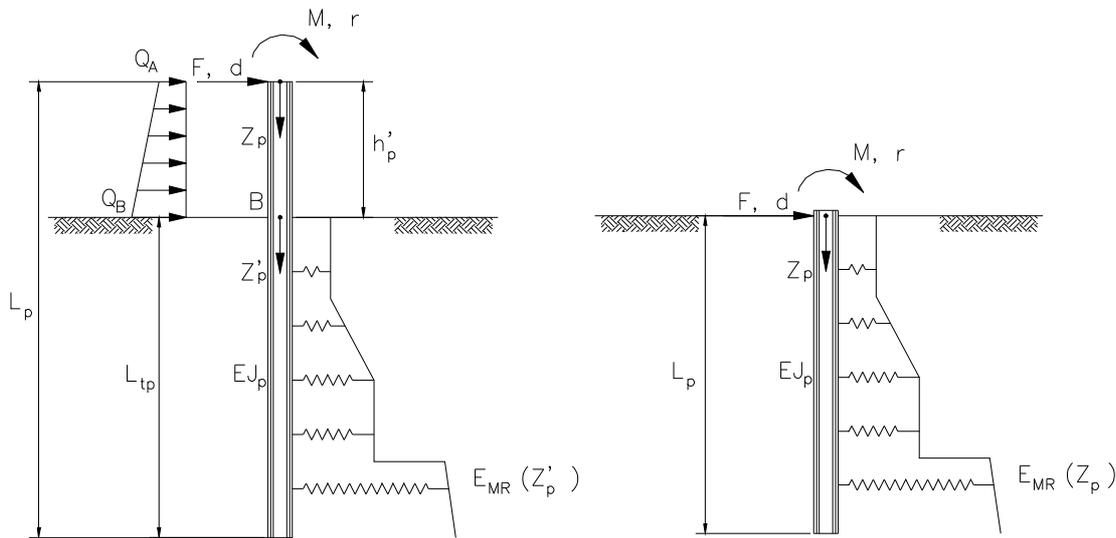
Nelle figure sottostanti sono riportati i sistemi di riferimento globale e locale con le convenzioni sui segni delle variabili adottate, le possibili caratteristiche di rigidità assiale ed orizzontale per i pali nonché le convenzioni adottate per la definizione dei centri di carico.



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:

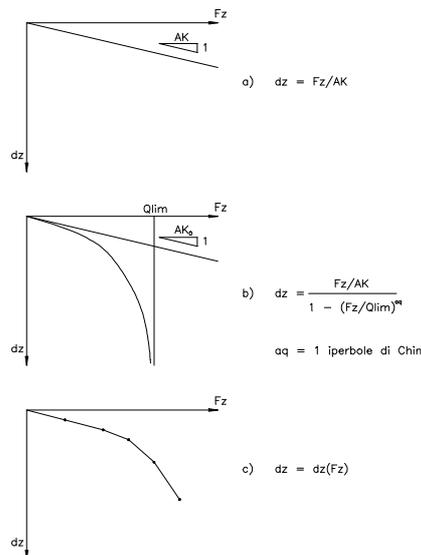
$$d_z = [F_z / A_k] / [1 - (F_z / Q_{lim})^{a_q}]$$

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:

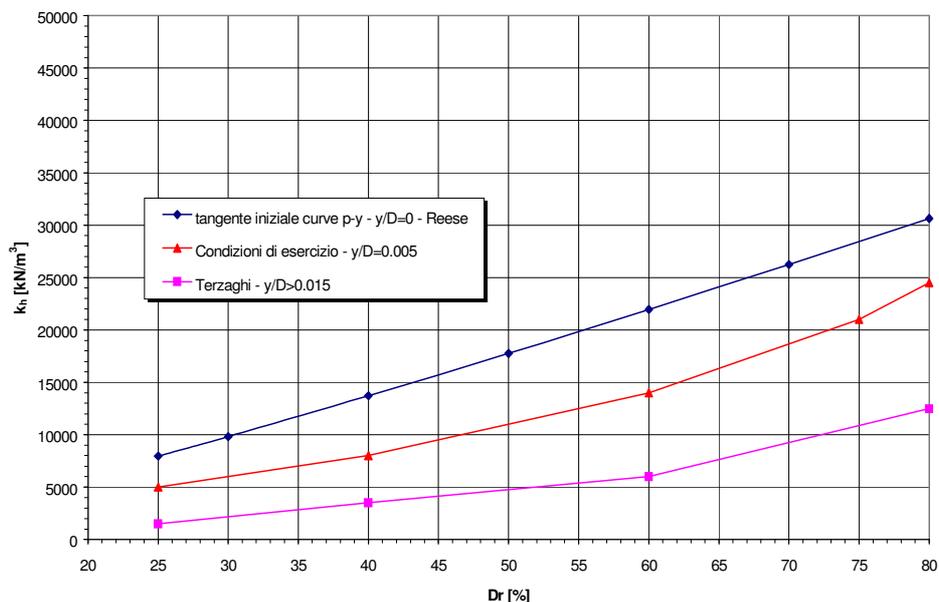
$$E_{mr} = E_{mr0} + k_h z$$

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:

- Spalla 1: -2.5 m
- Pila 1: -4.5 m
- Pila 2: -5.0 m
- Pila 3: -4.0 m
- Spalla B: -4.0 m

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	--
13.5	45			
13.51	116	Cs	--	7500
30.5	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	--
7.0	45			
7.01	86	Cs	--	7500
30.5	263			
30.51	1050	Sa2	--	30000
35.5	1200			

PILA 2

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	c_u [kN/m ²]	k_h [kN/m ³]
0.00	45	Ga	150	--
14.0	45			

14.01	143	Cs	--	7500
30.0	263			
30.01	1050	Sa2	--	30000
35.0	1200			

PILA 3

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	c_u [kN/m ²]	k_h [kN/m ³]
0.0	45	Ga	150	--
14.0	45			
14.01	135	Cs	--	7500
15.5	146			
15.51	488	Sa2(a)	--	25000
17.5	538			
17.51	645	Sa2	--	30000
36.0	1200			

SPALLA 2

Prof. da testa palo [m]	E_{mr} [MPa]	Unità	c_u [kN/m ²]	k_h [kN/m ³]
0.00	100	Sa2(a)	--	25000
16.0	500			
16.01	600	Sa2	--	30000
36.0	1200			

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.

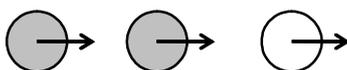


Figura A

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.

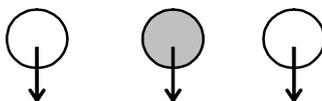


Figura B

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):

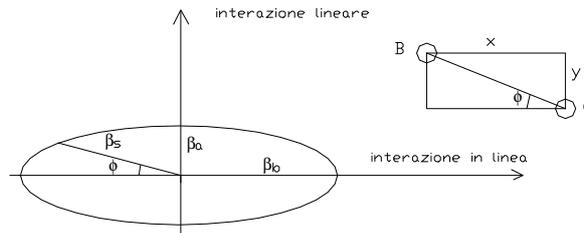


Figura C

$$\beta_s = (\beta_b^2 \cos^2 \Phi + \beta_a^2 \sin^2 \Phi)^{1/2}$$

$$\beta_{si} = \prod_{j=1, n}^{j \neq i} \beta_{sij}$$

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.

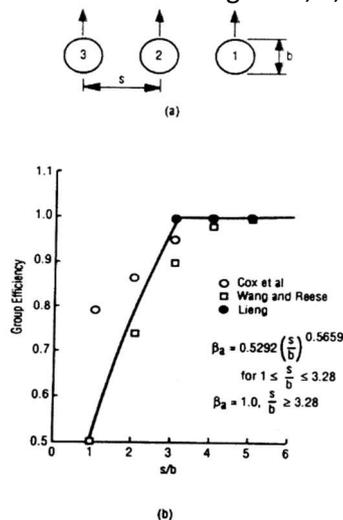
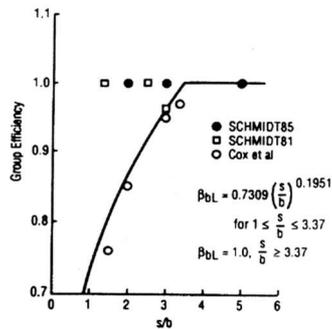
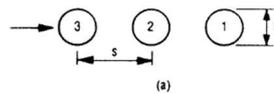
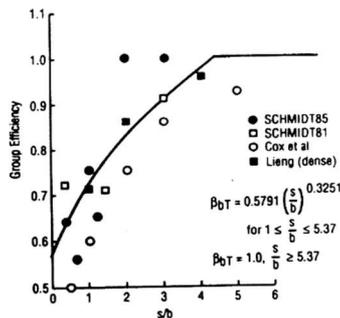
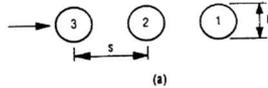


Figura D - Fattori di riduzione per pali disposti su file perpendicolari alla direzione di carico



(b)

Figura E – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico- (pali frontali)



(b)

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

D [m] = 0.88

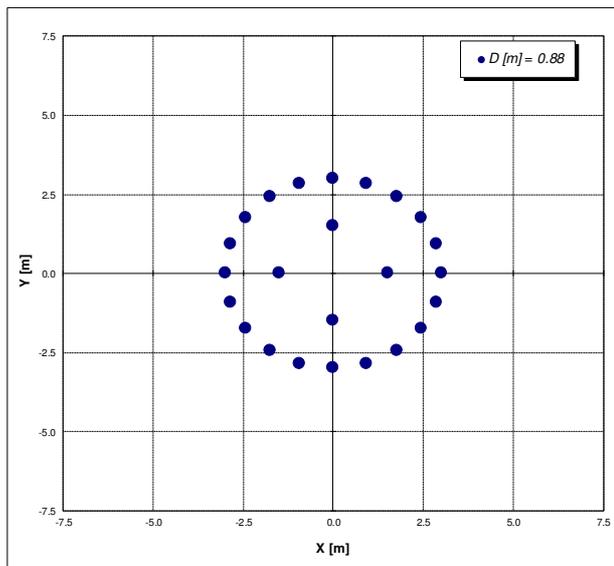
N.Pali = 24.0

alfa

0.2618

fattori di riduzione

ip [--]	X [m]	Y [m]	βX [--]	βY [--]	
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	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	29129	-234	480	15952	10843
P1_STR	N_min	17487	-174	102	4360	2313
P1_STR	My_max	18034	645	-70	-8612	1130
P1_STR	My_min	29129	-234	480	15952	10843
P1_STR	Mx_max	28455	-174	917	15123	17176
P1_STR	Mx_min	18161	233	-419	-2748	-4898
P1_EQU	N_max	24439	-203	338	16097	7540
P1_EQU	N_min	15493	-203	338	4993	6261
P1_EQU	My_max	16075	620	171	-6855	5297
P1_EQU	My_min	24439	-203	338	16097	7540
P1_EQU	Mx_max	24439	-203	338	16097	7540
P1_EQU	Mx_min	16075	620	171	-6855	5297
P1_GEO	N_max	25224	-176	328	14338	7595
P1_GEO	N_min	17603	-176	328	4879	6506
P1_GEO	My_max	18099	537	183	-5389	5669
P1_GEO	My_min	25224	-176	328	14338	7595
P1_GEO	Mx_max	25224	-176	328	14338	7595
P1_GEO	Mx_min	18099	537	183	-5389	5669
P1_SLV	N_max	17108	1256	1441	-14446	20375
P1_SLV	N_min	16629	-1256	-1441	18565	-16653
P1_SLV	My_max	17108	1256	1441	-14446	20375
P1_SLV	My_min	16629	-1256	-1441	18565	-16653
P1_SLV	Mx_max	17108	1256	1441	-14446	20375
P1_SLV	Mx_min	16629	-1256	-1441	18565	-16653
P1_SLE	N_max	23571	-130	318	12345	7290
P1_SLE	N_min	16944	-130	318	4121	6342
P1_SLE	My_max	17375	130	211	-72	5798
P1_SLE	My_min	23571	-130	318	12345	7290
P1_SLE	Mx_max	23571	-130	318	12345	7290
P1_SLE	Mx_min	16944	130	211	-49	5736

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 kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1937.0	117.6	50.3	4	5
S.2	-103.1	235.3	74.5	17	19
S.3	672.1	295.8	106.3	3	20
S.4	1468.7	277.3	106.7	6	19
T.1	1468.7	277.3	106.7	6	19
T.2	49.6	288.0	106.3	6	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_max
- 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	34202	-416	591	20432	11916
P2_STR	N_min	20932	-374	76	5823	2358
P2_STR	My_max	21055	1102	-60	-14149	1380
P2_STR	My_min	34202	-416	591	20432	11916
P2_STR	Mx_max	33018	-374	1088	19611	18876
P2_STR	Mx_min	22131	743	-458	-7652	-5245

P2_EQU	N_max	28551	-395	393	20247	8188
P2_EQU	N_min	18756	-395	393	7098	6935
P2_EQU	My_max	19090	1084	259	-12199	6119
P2_EQU	My_min	28551	-395	393	20247	8188
P2_EQU	Mx_max	28551	-395	393	20247	8188
P2_EQU	Mx_min	19090	1084	259	-12199	6119

P2_GEO	N_max	29593	-342	385	17927	8276

P2_GEO	N_min	21249	-342	385	6727	7208
P2_GEO	My_max	21533	940	269	-9997	6500
P2_GEO	My_min	29593	-342	385	17927	8276
P2_GEO	Mx_max	29593	-342	385	17927	8276
P2_GEO	Mx_min	21533	940	269	-9997	6500
P2_SLV						
P2_SLV	N_max	20222	1407	1327	-17155	17593
P2_SLV	N_min	19263	-1407	-1327	21372	-13649
P2_SLV	My_max	20222	1407	1327	-17155	17593
P2_SLV	My_min	19263	-1407	-1327	21372	-13649
P2_SLV	Mx_max	20222	1407	1327	-17155	17593
P2_SLV	Mx_min	19263	-1407	-1327	21372	-13649
P2_SLE						
P2_SLE	N_max	27637	-261	377	15281	7966
P2_SLE	N_min	20382	-261	377	5541	7038
P2_SLE	My_max	20382	255	294	-1461	6561
P2_SLE	My_min	27637	-261	377	15281	7966
P2_SLE	Mx_max	27637	-261	377	15281	7966
P2_SLE	Mx_min	20382	255	294	-1461	6561

15.6.2 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	2252.0	157.6	62.5	4	5
S.2	62.5	264.2	88.9	8	24
S.3	668.5	310.4	107.5	4	20
S.4	914.9	296.9	108.1	3	19
T.1	1319.1	307.5	104.0	1	20
T.2	263.0	293.3	104.8	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)

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.

-		N	H _t	H _i	M _t	M _i
SLU		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
P3_STR	N_max	28435	-248	473	10464	9689
P3_STR	N_min	17023	-187	96	63	2034
P3_STR	My_max	21961	652	754	-12177	13660
P3_STR	My_min	23974	-248	-341	11093	-2931
P3_STR	Mx_max	27772	-187	910	9597	15459
P3_STR	Mx_min	17686	234	-413	-6392	-4448
P3_EQU	N_max	23925	-216	331	12150	6733
P3_EQU	N_min	15043	-216	331	1204	5596
P3_EQU	My_max	15622	627	179	-9353	4801
P3_EQU	My_min	23925	-216	331	12150	6733
P3_EQU	Mx_max	23925	-216	331	12150	6733
P3_EQU	Mx_min	15622	627	179	-9353	4801
P3_GEO	N_max	24692	-187	322	9866	6782
P3_GEO	N_min	17125	-187	322	542	5814
P3_GEO	My_max	17618	543	190	-8608	5124
P3_GEO	My_min	24692	-187	322	9866	6782
P3_GEO	Mx_max	24692	-187	322	9866	6782
P3_GEO	Mx_min	17618	543	190	-8608	5124
P3_SLV	N_max	16634	1165	1348	-16002	17531
P3_SLV	N_min	16154	-1165	-1348	12405	-14267
P3_SLV	My_max	16634	1165	1348	-16002	17531
P3_SLV	My_min	16154	-1165	-1348	12405	-14267
P3_SLV	Mx_max	16634	1165	1348	-16002	17531
P3_SLV	Mx_min	16154	-1165	-1348	12405	-14267
P3_SLE	N_max	23045	-140	313	8168	6516
P3_SLE	N_min	16466	-140	313	60	5673
P3_SLE	My_max	16466	129	214	-3671	5156
P3_SLE	My_min	23045	-140	313	8168	6516
P3_SLE	Mx_max	23045	-140	313	8168	6516
P3_SLE	Mx_min	16466	129	214	-3671	5156

15.7.2 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	1768.7	97.7	40.3	5	5
S.2	-60.7	236.7	78.5	18	19
S.3	1006.3	269.0	98.7	4	19
S.4	1351.7	261.3	100.7	6	19
T.1	1351.7	261.3	100.7	6	19
T.2	113.4	261.2	100.4	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

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	20490	-622	4133	7850	-15629
SP2	STR 1_UI-2	20490	0	4133	1000	-15629
SP2	STR 2_UII-1	24871	-585	5028	9595	-25731
SP2	STR 2_UII-2	21283	-585	5028	12239	-19454
SP2	STR 2_UII-3	21897	-585	5028	8477	-18613
SP2	STR 2_UII-4	21765	-585	5028	7763	-18299
SP2	STR 3_UIII-1	25603	-597	5026	9053	-27500
SP2	STR 3_UIII-2	22146	-597	5026	12411	-21537
SP2	STR 3_UIII-3	22629	-597	5026	7935	-20381
SP2	STR 3_UIII-4	22629	-597	5026	7935	-20381
SP2	STR 4_UIV-1	24740	-608	5028	9138	-25417
SP2	STR 4_UIV-2	21283	-608	5028	12496	-19454
SP2	STR 4_UIV-3	21765	-608	5028	8020	-18299
SP2	STR 4_UIV-4	21765	-608	5028	8020	-18299
SP2	GEO 1_UI-1	15128	-539	3490	6661	-11737
SP2	GEO 1_UI-2	15128	-477	3490	5976	-11737

SP2	GEO 2_UII-1	18748	-507	4426	7537	-21520
SP2	GEO 2_UII-2	15803	-507	4426	10398	-16440
SP2	GEO 2_UII-3	16215	-507	4426	6585	-15456
SP2	GEO 2_UII-4	16215	-507	4426	6585	-15456
SP2	GEO 3_UIII-1	19496	-517	4424	7687	-23325
SP2	GEO 3_UIII-2	16551	-517	4424	10547	-18245
SP2	GEO 3_UIII-3	16963	-517	4424	6735	-17261
SP2	GEO 3_UIII-4	16963	-517	4424	6735	-17261
SP2	GEO 4_UV-1	18748	-527	4426	7760	-21520
SP2	GEO 4_UV-2	15803	-527	4426	10621	-16440
SP2	GEO 4_UV-3	16215	-527	4426	6808	-15456
SP2	GEO 4_UV-4	16215	-527	4426	6808	-15456
SP2	STR 5_FI	9387	-83	0	1399	-2488
SP2	STR 6_FII-1	11748	-130	610	2609	-8868
SP2	STR 6_FII-2	9828	-130	610	4475	-5556
SP2	STR 6_FII-3	10096	-130	610	1988	-4914
SP2	STR 6_FII-4	10096	-130	610	1988	-4914
SP2	Sisma 1	15718	-487	6921	4652	-29153
SP2	Sisma 2	16012	-1621	6224	13417	-26033
SP2	Sisma 3	15709	-486	6224	4640	-25257
SP2	Sisma 4	15718	-487	5791	4652	-24660
SP2	Sisma 5	16012	-1621	5094	13417	-21540
SP2	Sisma 6	15709	-486	2456	4640	-10279
SP2	SLE 5_UI-1	15412	-415	3062	5386	-12139
SP2	SLE 5_UI-2	15412	0	3062	820	-12139
SP2	SLE 6_UII-1	18561	-390	3724	6156	-19390
SP2	SLE 6_UII-2	16000	-390	3724	8644	-14972
SP2	STR 6_UII-3	16357	-390	3724	5328	-14117
SP2	STR 6_UII-4	16357	-390	3724	5328	-14117
SP2	STR 8_UI-1	15439	-249	3062	3569	-12204
SP2	STR 8_UI-2	15439	0	3062	829	-12204
SP2	STR 9_UII-1	17801	0	3521	1450	-17328
SP2	STR 9_UII-2	15880	0	3521	3315	-14015
SP2	STR 9_UII-3	16148	0	3521	829	-13373
SP2	STR 9_UII-4	16148	0	3521	829	-13373
SP2	STR 10_UIII-1	18376	-8	3520	1564	-18716
SP2	STR 10_UIII-2	18817	-8	4130	4051	-21783
SP2	STR 10_UIII-3	16724	-8	3520	944	-14762
SP2	STR 10_UIII-4	16724	-8	3520	944	-14762
SP2	STR 11_UI-1	15439	0	3062	829	-12204
SP2	STR 11_UI-2	15439	0	2911	829	-10948

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	3204.4	656.5	421.8	1	7
S.2	284.2	782.9	536.0	12	35
S.3	2225.3	844.7	578.2	1	34
S.4	2225.3	844.7	578.2	1	34
T.1	2225.3	844.7	578.2	1	34
T.2	394.4	844.7	578.2	12	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 - Sisma 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	3063	2751	1.11
PILA 1	N°24 pali	27.0	2084	1937	1.07
PILA 2	N°24 pali	28.0	2396	2252	1.06
PILA 3	N°24 pali	19.0	2119	1769	1.20
SPALLA 2	N°12 pali	15.0	3396	3204	1.06

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 24 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. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	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	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

		Yn					As Tot.			
		Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.					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	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; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ 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]

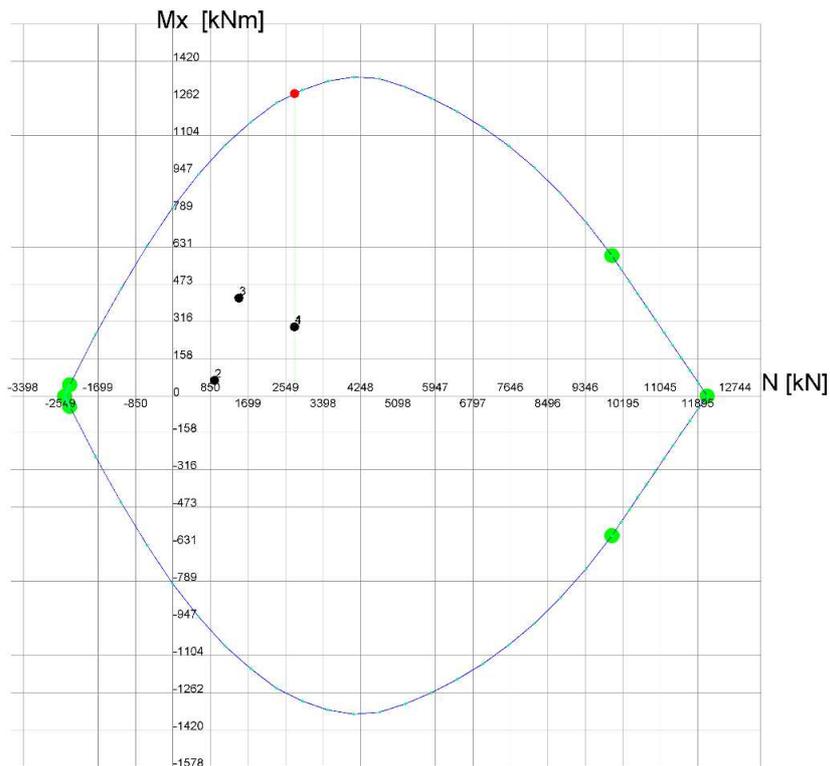
N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00003	0.00041		----	----	----	----	0	
2	S	-0.00010	0.00032		0.50	0.600.000032 (0.000032)	5770.019 (990.00)		62304	
3	S	0.00001	0.00040		----	----	----	----	0	

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

16.1 PILA 1

Sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLU, SLV

S.1	1937.0	117.6	50.3	4	5
S.2	-103.1	235.3	74.5	17	19
S.3	672.1	295.8	106.3	3	20
S.4	1468.7	277.3	106.7	6	19
T.2	49.6	288.0	106.3	6	20

Sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1421.9	56.3	19.8	3	1
S.2	459.7	30.5	9.5	15	2
S.3	1233.4	56.7	21.4	6	1
T.1	1421.9	56.3	19.8	3	1
T.2	542.3	45.2	12.6	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	193700	11760	5030	0
2	-10310	23530	7450	0
3	67210	29580	10630	0
4	146870	27730	10670	0
5	4960	28800	10630	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	142190	5630
2	45970	3050
3	123340	5670
4	142190	5630
5	54230	4520

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	142190	5630 (0)
2	45970	3050 (0)
3	123340	5670 (0)
4	142190	5630 (0)
5	54230	4520 (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	193700	11760	193706	120843	10.276	13.2	---	---	62.8 (18.2)
2	S	-10310	23530	-10298	76795	3.264	25.3	---	---	62.8 (18.2)
3	S	67210	29580	67213	96238	3.253	20.7	---	---	62.8 (18.2)
4	S	146870	27730	146888	113122	4.079	15.9	---	---	62.8 (18.2)
5	S	4960	28800	4970	80940	2.810	24.4	---	---	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	0.00240	34.3	-0.00539	-34.3
2	0.00350	44.0	0.00169	34.3	-0.01113	-34.3
3	0.00350	44.0	0.00204	34.3	-0.00827	-34.3
4	0.00350	44.0	0.00229	34.3	-0.00624	-34.3
5	0.00350	44.0	0.00177	34.3	-0.01045	-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	As
1	S	5030	163068	62052	79.1 56.1	2.500	1.176	0.9
2	S	7450	139257	69749	70.7 63.0	2.500	1.000	1.2
3	S	10630	150423	66438	75.5 60.1	2.500	1.061	1.8
4	S	10670	158961	63537	78.1 57.4	2.500	1.133	1.9
5	S	10630	141527	68901	72.4 62.3	2.500	1.004	1.7

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	27.3	-44.0	13.2	44.0	221	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	10.4	-44.0	2.7	44.0	53	34.3	0.0	0	0.0	----
3	S	24.7	-44.0	10.4	44.0	180	34.3	0.0	0	0.0	----
4	S	27.3	-44.0	13.2	44.0	221	34.3	0.0	0	0.0	----
5	S	13.4	-44.0	2.0	44.0	49	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	0.00010	0.00020	----	----	----	----	----	----	0
2	S	0.00002	0.00008	----	----	----	----	----	----	0
3	S	0.00008	0.00019	----	----	----	----	----	----	0
4	S	0.00010	0.00020	----	----	----	----	----	----	0
5	S	0.00002	0.00010	----	----	----	----	----	----	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	27.3	-44.0	13.2	44.0	221	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	10.4	-44.0	2.7	44.0	53	34.3	0.0	0	0.0	----
3	S	24.7	-44.0	10.4	44.0	180	34.3	0.0	0	0.0	----
4	S	27.3	-44.0	13.2	44.0	221	34.3	0.0	0	0.0	----
5	S	13.4	-44.0	2.0	44.0	49	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	0.00010	0.00020	----	----	----	----	----	----	0
2	S	0.00002	0.00008	----	----	----	----	----	----	0
3	S	0.00008	0.00019	----	----	----	----	----	----	0
4	S	0.00010	0.00020	----	----	----	----	----	----	0
5	S	0.00002	0.00010	----	----	----	----	----	----	0

16.2 PILA 2

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLU, SLV

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2252.0	157.6	62.5	4	5
S.2	62.5	264.2	88.9	8	24
S.3	668.5	310.4	107.5	4	20
S.4	914.9	296.9	108.1	3	19
T.1	1319.1	307.5	104.0	1	20
T.2	263.0	293.3	104.8	6	20

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1670.4	79.9	26.1	3	1
S.2	563.0	47.9	15.2	14	2
S.4	1429.1	78.0	27.2	6	1
T.2	632.7	61.9	16.4	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. 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

N°Comb.	N	Mx	con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione	
			Vy	MT
1	225200	15760	6250	0
2	6250	26420	8890	0
3	66850	31040	10750	0
4	91490	29690	10810	0
5	131910	30750	10400	0
6	26300	29330	10480	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
			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
1	167040	7990		
2	56300	4790		
3	142910	7800		
4	63270	6190		

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
			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
1	167040	7990 (0)		
2	56300	4790 (0)		
3	142910	7800 (0)		
4	63270	6190 (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	225200	15760	225182	125697	7.976	11.3	---	---	62.8 (18.2)
2	S	6250	26420	6279	81294	3.077	24.3	---	---	62.8 (18.2)
3	S	66850	31040	66844	96155	3.098	20.7	---	---	62.8 (18.2)
4	S	91490	29690	91483	101633	3.423	19.3	---	---	62.8 (18.2)
5	S	131910	30750	131891	110139	3.582	16.8	---	---	62.8 (18.2)
6	S	26300	29330	26301	86619	2.953	23.0	---	---	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	0.00246	34.3	-0.00488	-34.3
2	0.00350	44.0	0.00178	34.3	-0.01039	-34.3
3	0.00350	44.0	0.00204	34.3	-0.00828	-34.3
4	0.00350	44.0	0.00213	34.3	-0.00760	-34.3
5	0.00350	44.0	0.00225	34.3	-0.00658	-34.3
6	0.00350	44.0	0.00188	34.3	-0.00957	-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	6250	165655	61001	79.8 55.1	2.500	1.204	1.2
2	S	8890	141616	68865	72.4 62.2	2.500	1.006	1.5
3	S	10750	150398	66447	75.5 60.1	2.500	1.061	1.8
4	S	10810	154026	65406	77.0 59.1	2.500	1.083	1.9
5	S	10400	158167	63944	78.2 57.8	2.500	1.120	1.8
6	S	10480	143003	68330	72.3 61.8	2.500	1.024	1.7

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	33.8	-44.0	13.7	44.0	239	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	14.0	-44.0	2.0	44.0	50	34.3	0.0	0	0.0	----
3	S	30.2	-44.0	10.5	44.0	190	34.3	0.0	0	0.0	----
4	S	16.8	-44.0	1.2	44.0	44	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	0.00010	0.00025		---	---	---	---	---	0
2	S	0.00001	0.00011		---	---	---	---	---	0
3	S	0.00008	0.00023		---	---	---	---	---	0
4	S	0.00001	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	33.8	-44.0	13.7	44.0	239	34.3	0.0	0	0.0	---
2	S	14.0	-44.0	2.0	44.0	50	34.3	0.0	0	0.0	---
3	S	30.2	-44.0	10.5	44.0	190	34.3	0.0	0	0.0	---
4	S	16.8	-44.0	1.2	44.0	44	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	0.00010	0.00025		---	---	---	---	---	0
2	S	0.00001	0.00011		---	---	---	---	---	0
3	S	0.00008	0.00023		---	---	---	---	---	0
4	S	0.00001	0.00013		---	---	---	---	---	0

16.3 PILA 3

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLU, SLV

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1768.7	97.7	40.3	5	5
S.2	-60.7	236.7	78.5	18	19
S.3	1006.3	269.0	98.7	4	19
S.4	1351.7	261.3	100.7	6	19
T.2	113.4	261.2	100.4	6	20

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	1283.4	51.5	20.0	3	1
S.2	484.5	28.1	11.4	16	2
S.4	1187.3	52.0	21.4	6	1
T.2	484.9	29.6	9.7	18	6

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	176870	9770	4030	0
2	-6070	23670	7850	0
3	100630	26900	9870	0
4	135170	26130	10070	0
5	11340	26120	10040	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	128340	5150
2	48450	2810
3	118730	5200
4	48490	2960

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	128340	5150 (0)
2	48450	2810 (0)
3	118730	5200 (0)
4	48490	2960 (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	176870	9770	176862	118135	12.092	14.1	---	---	62.8 (18.2)
2	S	-6070	23670	-6078	77946	3.293	25.0	---	---	62.8 (18.2)
3	S	100630	26900	100621	103626	3.852	18.8	---	---	62.8 (18.2)
4	S	135170	26130	135157	110795	4.240	16.6	---	---	62.8 (18.2)
5	S	11340	26120	11310	82642	3.164	24.0	---	---	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	0.00236	34.3	-0.00568	-34.3
2	0.00350	44.0	0.00171	34.3	-0.01094	-34.3
3	0.00350	44.0	0.00215	34.3	-0.00736	-34.3
4	0.00350	44.0	0.00226	34.3	-0.00650	-34.3
5	0.00350	44.0	0.00181	34.3	-0.01018	-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 [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	4030	162144	62459	79.2 56.5	2.500	1.160	0.7
2	S	7850	139034	69641	70.7 62.9	2.500	1.000	1.3
3	S	9870	154614	65176	76.9 58.9	2.500	1.091	1.7
4	S	10070	158345	63856	78.2 57.7	2.500	1.123	1.8
5	S	10040	141981	68733	72.4 62.1	2.500	1.010	1.7

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/cm²)]
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/cm²)]
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/cm²]
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	11.8	44.0	198	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	10.4	-44.0	3.4	44.0	62	34.3	0.0	0	0.0	----
3	S	23.4	-44.0	10.4	44.0	177	34.3	0.0	0	0.0	----
4	S	10.6	-44.0	3.2	44.0	60	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	0.00009	0.00019		----	----	----	----	----	0
2	S	0.00003	0.00008		----	----	----	----	----	0
3	S	0.00008	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	11.8	44.0	198	34.3	0.0	0	0.0	----
2	S	10.4	-44.0	3.4	44.0	62	34.3	0.0	0	0.0	----
3	S	23.4	-44.0	10.4	44.0	177	34.3	0.0	0	0.0	----
4	S	10.6	-44.0	3.2	44.0	60	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	0.00019		----	----	----	----	----	0
2	S	0.00003	0.00008		----	----	----	----	----	0

3	S	0.00008	0.00018	---	---	---	---	---	0
4	S	0.00002	0.00008	---	---	---	---	---	0

16.4 SPALLA 2

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLU, SLV

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	3204.4	656.5	421.8	1	7
S.2	284.2	782.9	536.0	12	35
T.1	2225.3	844.7	578.2	1	34
T.2	394.4	844.7	578.2	12	34

sollecitazioni massime in sommità ai pali - SLE

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	2332.5	529.9	344.2	1	14
S.2	688.1	453.5	312.1	12	4
T.2	803.6	529.9	344.2	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:	28Ø24	(126.7 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	10.4	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	320440	65650	42180	0
2	28420	78290	53600	0
3	222530	84470	57820	0
4	39440	84470	57820	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	233250	52990
2	68810	45350
3	80360	52990

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	233250	52990 (55506)
2	68810	45350 (33353)
3	80360	52990 (33350)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.1	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	7.5	cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe:	8.0	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	320440	65650	320465	186460	2.840	4.4	---	---	126.7 (18.2)
2	S	28420	78290	28413	149189	1.906	17.4	---	---	126.7 (18.2)
3	S	222530	84470	222514	177987	2.107	8.7	---	---	126.7 (18.2)
4	S	39440	84470	39434	151324	1.791	16.9	---	---	126.7 (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	0.00258	33.6	-0.00336	-33.6
2	0.00350	44.0	0.00213	33.6	-0.00671	-33.6
3	0.00350	44.0	0.00247	33.6	-0.00420	-33.6
4	0.00350	44.0	0.00216	33.6	-0.00651	-33.6

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 = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 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	42180	160322	57491	79.0 52.0	2.500	1.250	8.3
2	S	53600	142125	63847	76.8 57.7	2.500	1.026	9.5
3	S	57820	159741	59243	79.4 53.5	2.500	1.202	11.0
4	S	57820	144530	63235	78.1 57.2	2.500	1.036	10.3

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	93.8	-44.0	0.0	44.0	-396	33.6	26.0	1369	31.7	----
2	S	78.2	-44.0	0.0	44.0	-1143	33.6	26.0	2152	49.8	----
3	S	91.4	-44.0	0.0	44.0	-1335	33.6	26.0	2152	49.8	----

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.

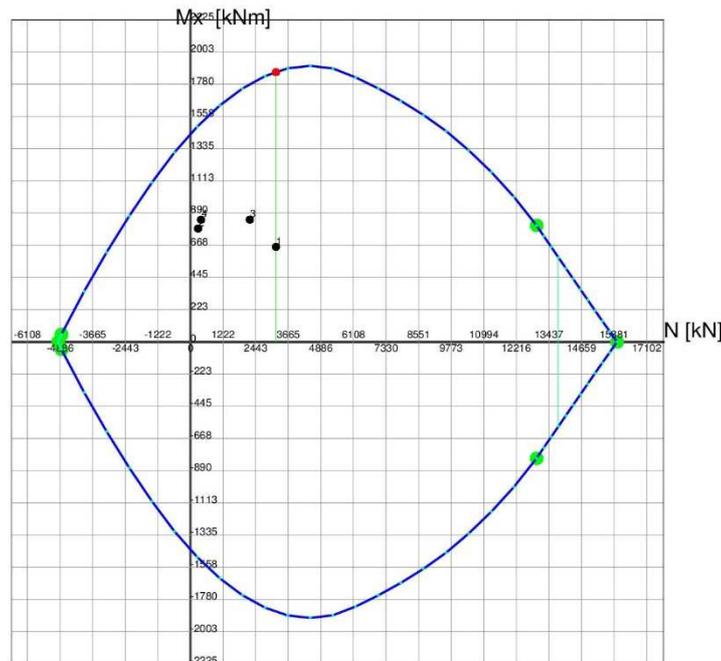
M fess.		Momento di prima fessurazione [daNm]								
N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00032	0.00070		0.50	0.60	0.000119 (0.000119)	489	0.058 (990.00)	55506
2	S	-0.00073	0.00059		0.50	0.60	0.000343 (0.000343)	489	0.168 (990.00)	33353
3	S	-0.00085	0.00069		0.50	0.60	0.000401 (0.000401)	489	0.196 (990.00)	33350

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	93.8	-44.0	0.0	44.0	-396	33.6	26.0	1369	31.7	----
2	S	78.2	-44.0	0.0	44.0	-1143	33.6	26.0	2152	49.8	----
3	S	91.4	-44.0	0.0	44.0	-1335	33.6	26.0	2152	49.8	----

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	-0.00032	0.00070		0.50	0.40	0.000119 (0.000119)	489	0.058 (0.20)	55506
2	S	-0.00073	0.00059		0.50	0.40	0.000343 (0.000343)	489	0.168 (0.20)	33353
3	S	-0.00085	0.00069		0.50	0.40	0.000401 (0.000401)	489	0.196 (0.20)	33350



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 24 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	HFS _{LIM} = 688 kN
		R2	HFS _{LIM} = 430 kN
		R3	HFS _{LIM} = 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 $T_{\text{max}} = 578 \text{ kN}$ si ha con uno sforzo normale minimo pari a $N_{\text{min}} = 394.4 \text{ kN}$. Da cui il momento di plasticizzazione risulta $M_y = 1500 \text{ kNm}$.

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

DATI DI INPUT:

L =	15,00	(m)
D =	0,88	(m)
M_y =	1500,00	(kN m)
F_s =	2,21	(-)
φ' =	38,00	(°)
k_p =	4,20	(-)
γ =	19,50	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 =	24345,99	(kN)	H1/ F_s =	11016,29	(kN)
------	----------	------	-------------	----------	------

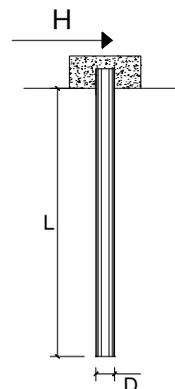
Palo intermedio:

H2 =	8215,33	(kN)	H2/ F_s =	3717,34	(kN)
------	---------	------	-------------	---------	------

Palo lungo:

H3 =	1299,26	(kN)	H3/ F_s =	587,90	(kN)
------	---------	------	-------------	--------	------

H = min(H1, H2, H3) = 1299,26 (kN) palo lungo



Come riportato di seguito, si ottiene una resistenza trasversale di progetto pari a:

$$H_d = 588 \text{ kN} > H_{\text{PROG.}} = 578 \text{ kN}$$

18 CEDIMENTO PALI DI FONDAZIONE

Le spalle e le pile del nuovo ponte Ellero sono attestate su pali di grande diametro D=880mm di lunghezza compresa tra 15.0 e 26.0 m. In particolare la Spalla 1 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 15.0 m.

Le Pila 1, 2 e 3 sono costituite da n°24 pali di lunghezza rispettivamente 24.0, 26,0 e 19.0 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

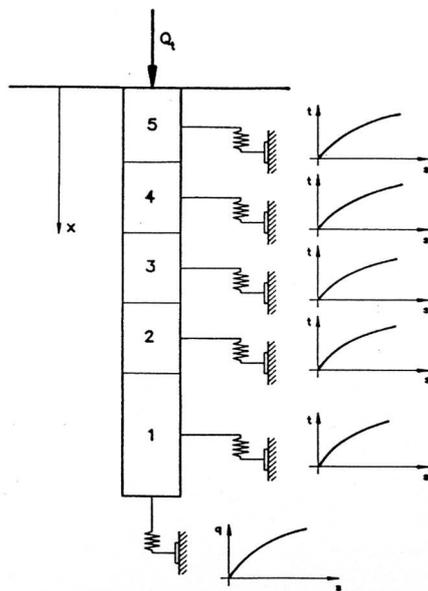
s = spostamento generico

C = coefficiente caratteristico della curva

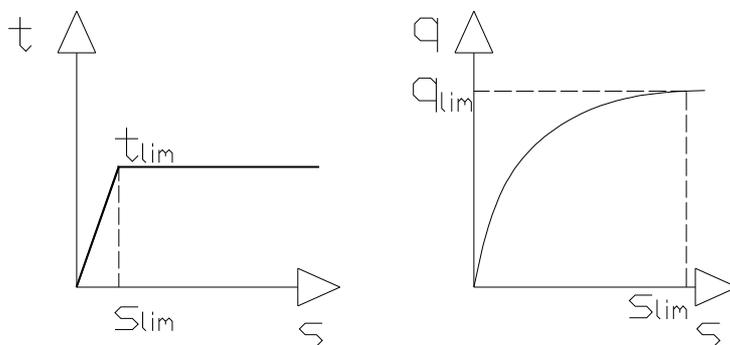
D = diametro del palo.

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)

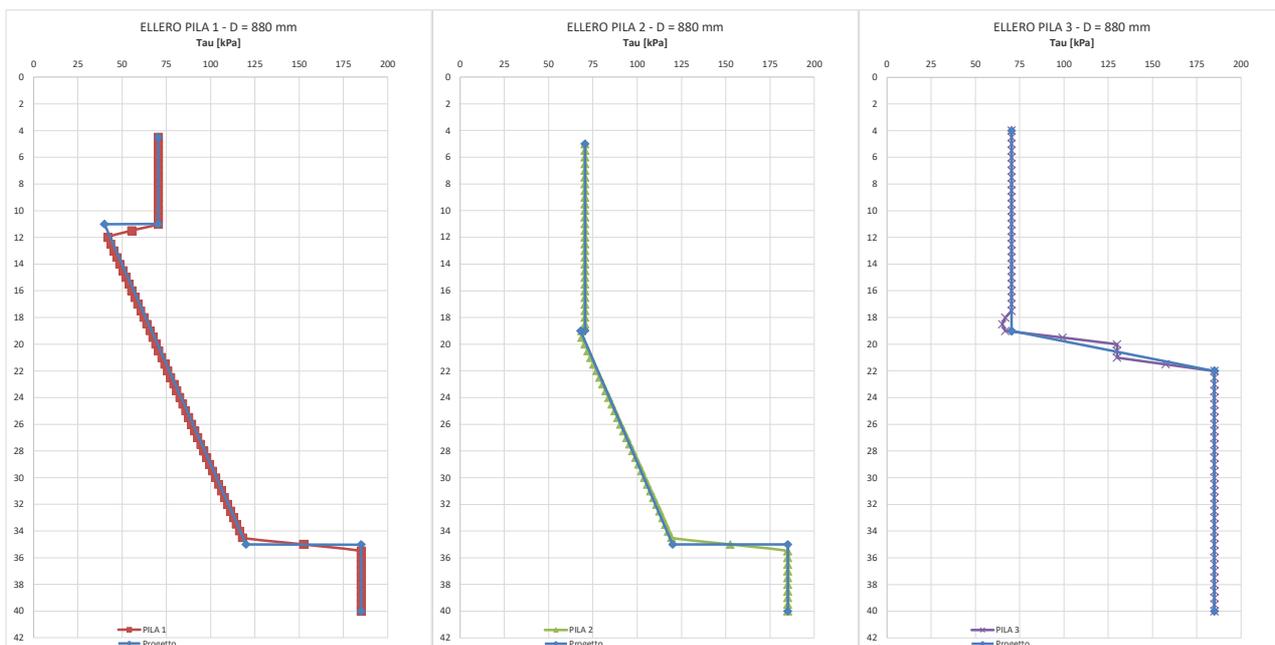
La curva carico-cedimento del palo isolato è stata determinata assegnando diversi valori di carico in sommità ed ottenendo i corrispondenti valori di cedimento.

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.

Nella figura seguente si riporta l'andamento della Tau adottata per determinare le curva carico-cedimento.



Da cui si ottiene un andamento del cedimento in funzione del carico variabile secondo la legge riportata nelle tabelle seguenti.

P1 - Pali D880mm	
<i>carico</i>	<i>spostamento</i>
<i>kN</i>	<i>mm</i>
0,6	0
99,9	0,12
301,5	0,36
601,3	0,72
1005,1	1,21
1196,4	1,44
1501,2	1,81
1842,5	2,22
1993,6	2,41
2519,9	3,05
3005,4	3,64
3485,5	4,23
3985,8	4,94
4460,6	5,79
5003,2	7,03

P2 - Pali D880mm	
<i>carico</i>	<i>spostamento</i>
<i>kN</i>	<i>mm</i>
0,8	0
100,2	0,11
301,6	0,34
602	0,67
1004,9	1,12
1199,4	1,34
1514,7	1,69
1852,9	2,07
1997,5	2,23
2477,7	2,77
3003,2	3,36
3478,7	3,89
4024,9	4,53
4488,1	5,15
4996,5	5,95

P3 - Pali D880mm	
<i>carico</i>	<i>spostamento</i>
<i>kN</i>	<i>mm</i>
0,6	0
99,9	0,12
302,4	0,35
602,7	0,7
1000,2	1,17
1197,7	1,4
1501,5	1,76
1839,1	2,15
2015,9	2,36
2508,3	2,94
2996,8	3,52
3481,8	4,1
4029	4,83
4500,3	5,61
5014,7	6,75

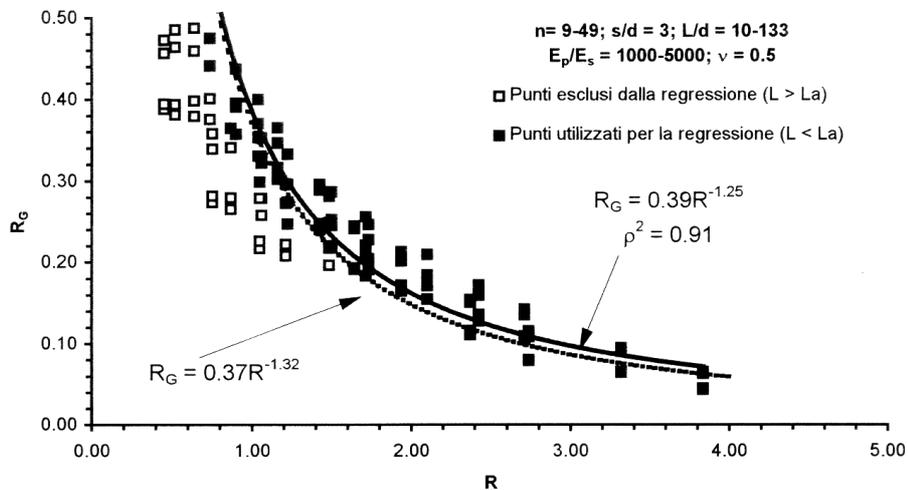
Questo permette di stimare un cedimento del singolo palo sottoposto ad un carico di esercizio massimo SLE per le varie pile pari a:

Pila 1 – Nmax = 1422 kN, cedimento = 1.80 mm

Pila 2 – Nmax = 1670 kN, cedimento = 1.86 mm

Pila 3 – Nmax = 1283 kN, cedimento = 1.45 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: $R_G = E_G / n$.



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:

$$R = (n \cdot s / L)^{0.5} = (24 \cdot 1.0 / 22)^{0.5} \cong 1.04$$

$$R_G = 0.39 \cdot R^{-1.25} \cong 0.369$$

$$E_G = R_G \cdot n = 0.369 \cdot 24 \cong 8.86$$

fattore amplificativo del gruppo di pali

Pertanto il **cedimento del gruppo di pali risulta pari a: $E_G \cdot \delta_{\text{singolo}} = 8.86 \cdot 1.86 = 16.50 \text{ mm}$.**

I cedimenti assoluti così stimati, risultano compatibili con la tipologia d'opera.

19 OPERE PROVVISORIALI

Nel presente paragrafo si analizzano le fasi provvisorie dello scavo del pozzo provvisorio, realizzato per fasi, di seguito riportate:

- Realizzazione della dima in c.a. per eseguire i pali secanti da quota alveo opportunamente livellata
- Esecuzione dei pali D=880 mm secanti come da progetto, prevedendo l'armatura circolare dei pali secondari (ovvero vengono armati la metà dei pali eseguiti)
- Demolizione della dima e realizzazione della trave di coronamento in c.a. di dimensioni 1.0 x 1.0 m a collegare tutti i pali
- Scavo all'interno del pozzo sino a quota intradosso fondazione, con demolizione della parte di pali portanti non armata
- Realizzazione della fondazione delle pile e fusto pila
- Demolizione per circa 2.0 m in altezza di paratia con successivo riempimento interno e posizionamento dei massi ciclopici come protezione idraulica

Pertanto per studiare quanto sopra, si prevede di eseguire una modellazione tale da analizzare i principali aspetti tenso-deformativi connessi con la realizzazione dello scavo:

- determinare le massime sollecitazioni sugli elementi strutturali per il loro dimensionamento e verifica;
- analisi delle principali problematiche geotecniche connesse con la realizzazione degli scavi analisi dei processi di filtrazione (stabilità geotecnica dell'opera).

In relazione agli obiettivi sopra esposti si è scelto di operare con il software di calcolo per analisi FEM bi-dimensionale Plaxis 2D 2020 assialsimmetrico essendo la forma circolare del pozzo.

Nel seguito si descrivono le metodologie di calcolo implementate nel programma di calcolo utilizzato. La descrizione ha carattere generale (soluzione numerica, legami costitutivi e significato dei parametri di input); nei successivi capitoli, esplicitamente dedicati alle modellazioni, verranno espresse le caratteristiche di dettaglio delle analisi svolte ed i parametri di input considerati.

19.1 Metodologia e legami costitutivi dei materiali

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti. Presenta una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni. Sono disponibili inoltre elementi strutturali di vario tipo che consentono di simulare diaframmi, pali, ancoraggi ecc.

Visto il grado di conoscenze dei terreni, il modello costitutivo utilizzato, è quello Hardening-Soil.

Le principali caratteristiche del modello costitutivo sono le seguenti:

- una differente rigidità per percorsi tensionali di primo carico e di scarico-ricarico;
- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb;

- il modulo di rigidezza secante E_{50} per percorsi tensionali di primo carico è funzione della tensione di confinamento applicata:

$$E_{50} = E_{50ref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento

σ'_{min} è la tensione efficace principale minore

E_{50ref} è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),

m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale,

E_{50} è il modulo di rigidezza secante (al 50% della rottura) riferito alla tensione σ'_{min} ;

- il modulo di rigidezza E_{ur} per percorsi tensionali di scarico-ricarico funzione della tensione di confinamento applicata:

$$E_{ur} = E_{urref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

$$E_{ur} = E_{urref} \cdot k_1$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento

σ'_{min} è la tensione efficace principale minore

E_{urref} è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$)

m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale,

E_{ur} è il modulo di rigidezza secante alla tensione σ'_{min}

I pali vengono definiti come elementi Beam aventi le seguenti caratteristiche.

Elemento Beam	EA	EJ
	[kN/m]	[kNm ² /m]
Pali anteriori D=880 mm, int.0.75 m	25.300.000	1.225.000

19.1.1 Parametri geotecnici e definizione dei legami costitutivi

Nella seguente tabella si riportano i vari litotipi di interesse progettuale, i parametri geotecnici di resistenza e di rigidezza che caratterizzano il comportamento numerico sia nelle fasi di inizializzazione (Metodo Gravity) sia a livello di Legame costitutivo HS.

Material model	Model	Unit	Aa	Ga
----------------	-------	------	----	----

Material model	<i>Model</i>	-	Hard. soil	Hard. soil
Type of material behaviour	<i>Type</i>	-	Drained	Drained
Soil unit weight above phreatic level	γ_{unsat}	kN/m ³	19.0	19.5
Soil unit weight below phreatic level	γ_{sat}	kN/m ³	19.0	19.5
Initial void ratio	e_{init}	-	0.5	0.5
Young's modulus (constant)	E'	MPa		
Secant stiffness in standard drained triaxial test	E_{50}^{ref}	MPa	20	50
Tangent stiffness for primary oedometer loading	E_{oed}^{ref}	MPa	20	50
Unloading / reloading stiffness	E_{ur}^{ref}	MPa	60	150
Power for stress-level dependency of stiffness	m	-	0.5	0.5
Cohesion	c'	kPa	0	25
Friction angle	ϕ'	°	38	30
Dilatancy angle	Ψ	°	0	0
Poisson's ratio	ν', ν_{ur}	-	0.3	0.3
K_0 -value for normal consolidation	k_0^{nc}	-	$1 - \sin\phi'$	$1 - \sin\phi'$
Interface strength	—	Manual	Manual	Manual
Strength reduction factor inter.	R_{inter}	--	0.67	0.67
K_0 determination	—	Automatic	Automatic	Automatic
Over-consolidation ratio	OCR	--	1.0	1.0

19.1.2 Interfacce

Nel modello, le proprietà degli elementi interfaccia sono state applicate definendo dei materiali con legame costitutivo analogo a quello dei terreni circostanti ma con parametri di resistenza ridotta. In particolare è stata adottata una resistenza attritiva con resistenza al taglio ridotta con fattore $R=0.67$ rispetto a quella del terreno circostante.

$$c_{int} = R \cdot c$$

$$tg\phi_{int} = R \cdot tg\phi$$

19.1.3 Carichi applicati

19.1.3.1 Azioni Variabili

Sul piano di lavoro in sommità alla paratia, è stato considerato un carico accidentale di cantiere (q_k) di valore caratteristico pari a $q_k = 10$ kPa.

L'analisi è svolta in riferimento alla Combinazione 1 (A1+M1+R1) nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari.

Per la condizione statica, le azioni variabili sono amplificate mediante il coefficiente parziale $\gamma_Q/\gamma_{G1}=1.5/1.3=1.15$; i risultati dell'analisi Plaxis in termini di azioni interne sono poi amplificati per il fattore moltiplicativo $\gamma_{G1}=1.3$ per ottenere le azioni di input per le verifiche.

19.1.3.2 Sisma

Analizzando la fase provvisoria di scavo, si trascura il sisma.

19.1.4 Sezione di calcolo

La sezione di calcolo presa in esame è quella in cui la paratia presenta la massima altezza di scavo pari a 5.10 m, che corrisponde alla Pila 2. È costituita da una fila di pali di grande diametro $D=880$ mm posti ad interasse 0.75 m e tra di loro secanti. La lunghezza dei pali è pari a 10.0 m compresa la trave di coronamento di 1.0x1.0m.

19.1.4.1 Discretizzazione del modello di calcolo

La mesh è costituita da elementi finiti triangolari a 15 nodi, quindi con funzioni di forma del 4° grado, con 12 punti di integrazione numerica interni per ogni elemento. Le dimensioni della mesh, in relazione alle dimensioni degli scavi, sono sufficienti a garantire che i risultati delle analisi siano indipendenti dalla particolare discretizzazione adottata e sono tali da permettere di vincolare il lato inferiore della mesh bloccando gli spostamenti verticali e orizzontali ed i lati sinistro e destro bloccando gli spostamenti orizzontali.

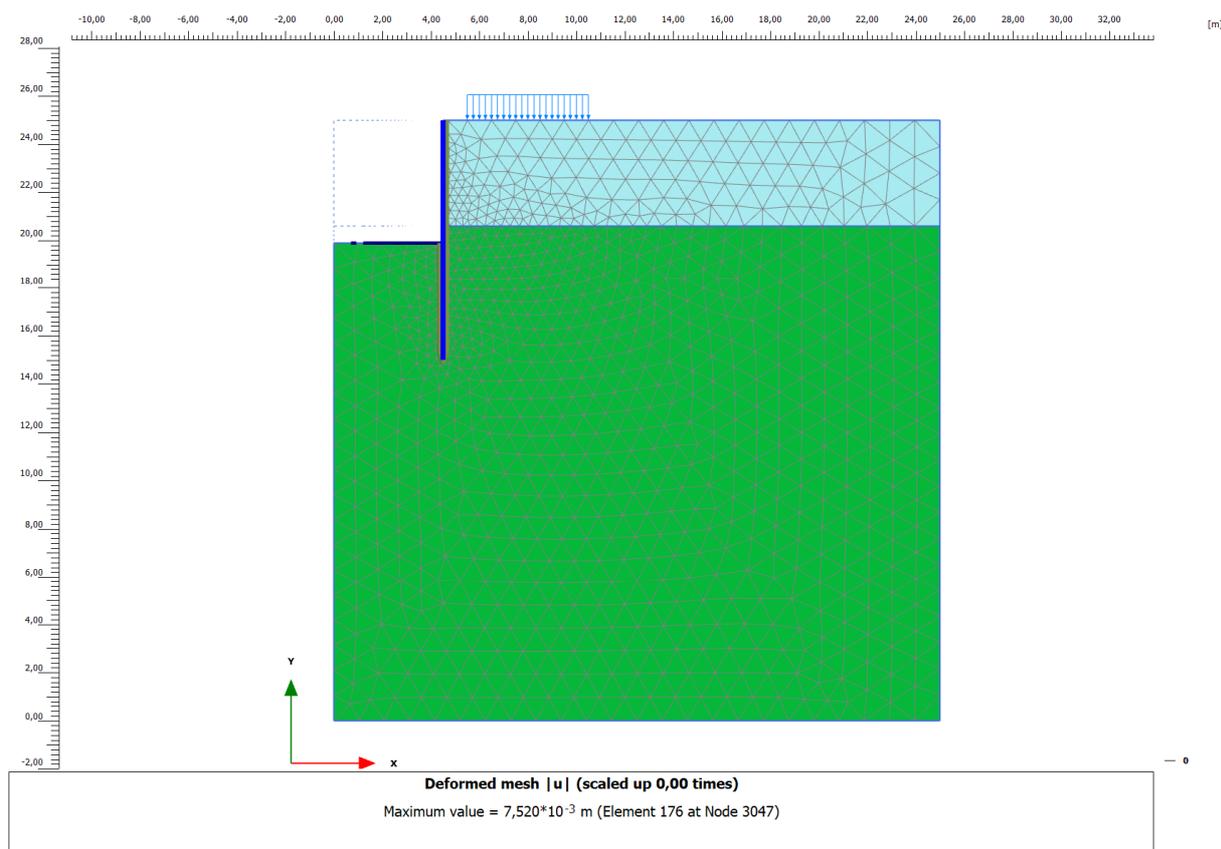


Figura 62. Discretizzazione del modello di calcolo

19.1.4.2 Fasi di calcolo esecutive

Il tipo di analisi utilizzato consente di riprodurre la storia della costruzione di opere geotecniche. Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione le principali fasi previste durante la storia

dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva. Nel seguito si illustrano le fasi esecutive di calcolo, mostrando la configurazione geometrica del modello per le principali fasi dell'analisi. I risultati delle analisi saranno riportati nel capitolo successivo.

- Fase 1. Inizializzazione geostatica
- Fase 2. Plastic step per riequilibrio delle forze
- Fase 3. Realizzazioni paratia di pali secanti D=880 mm a forma circolare a partire da piano campagna, realizzazione trave di coronamento e inserimento sovraccarico $q_k = 10$ kN/m² a tergo a simulare i mezzi di cantiere
- Fase 4. Scavo sino a -5.10 m

La falda è posizionata a -1.70 m da piano campagna.

Le fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini.

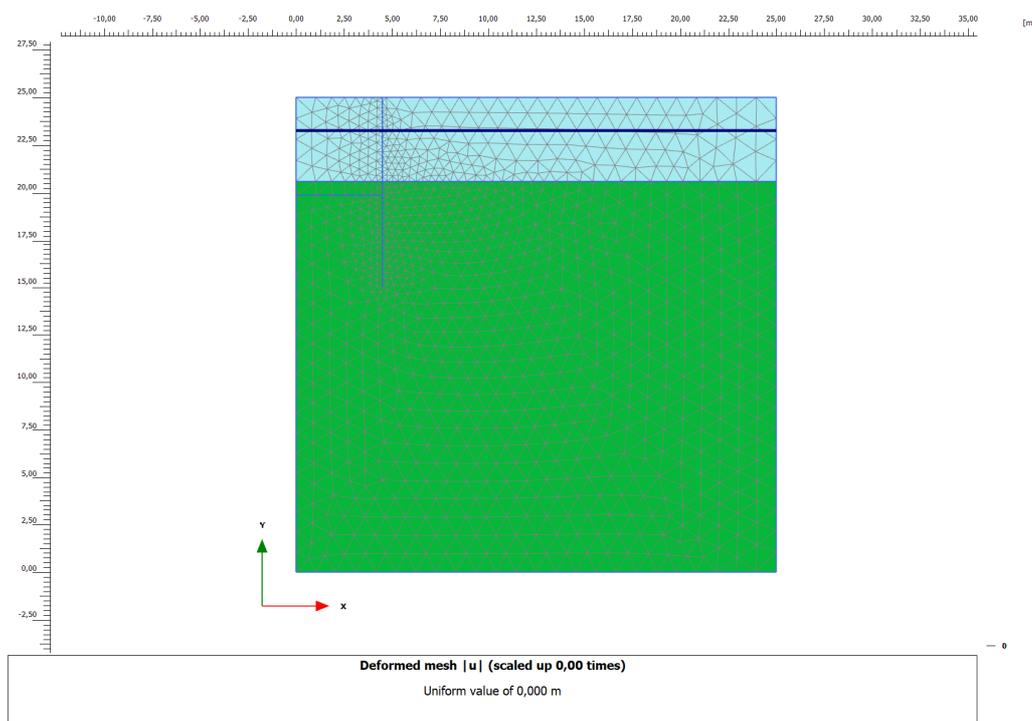


Figura 63. inizializzazione geostatica

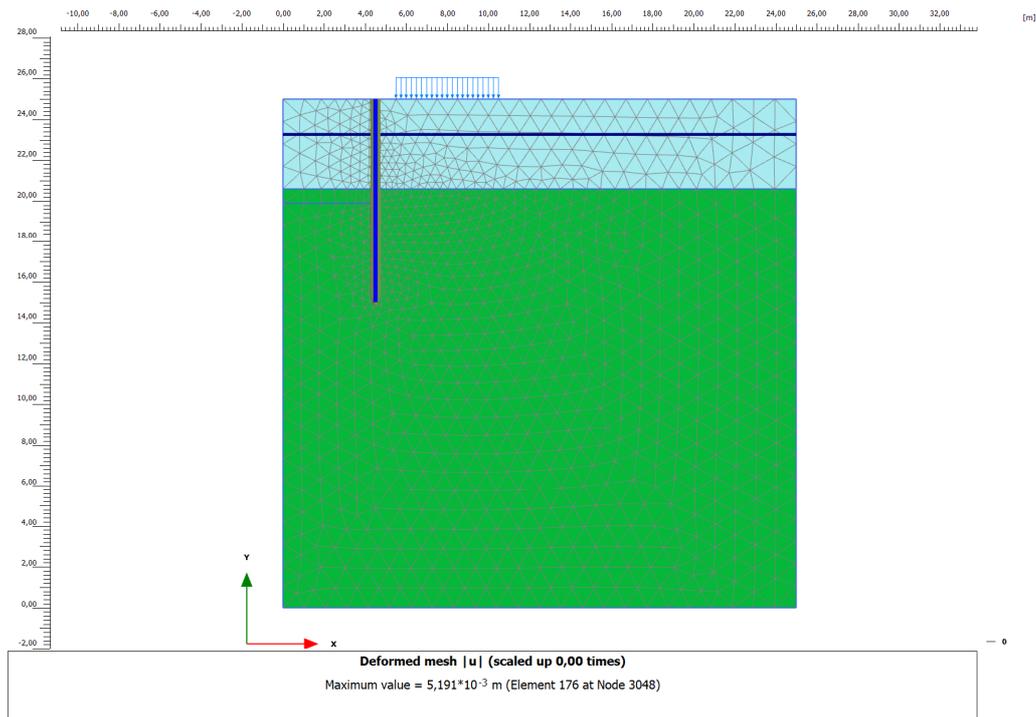


Figura 64: Realizzazione paratia e inserimento sovraccarico

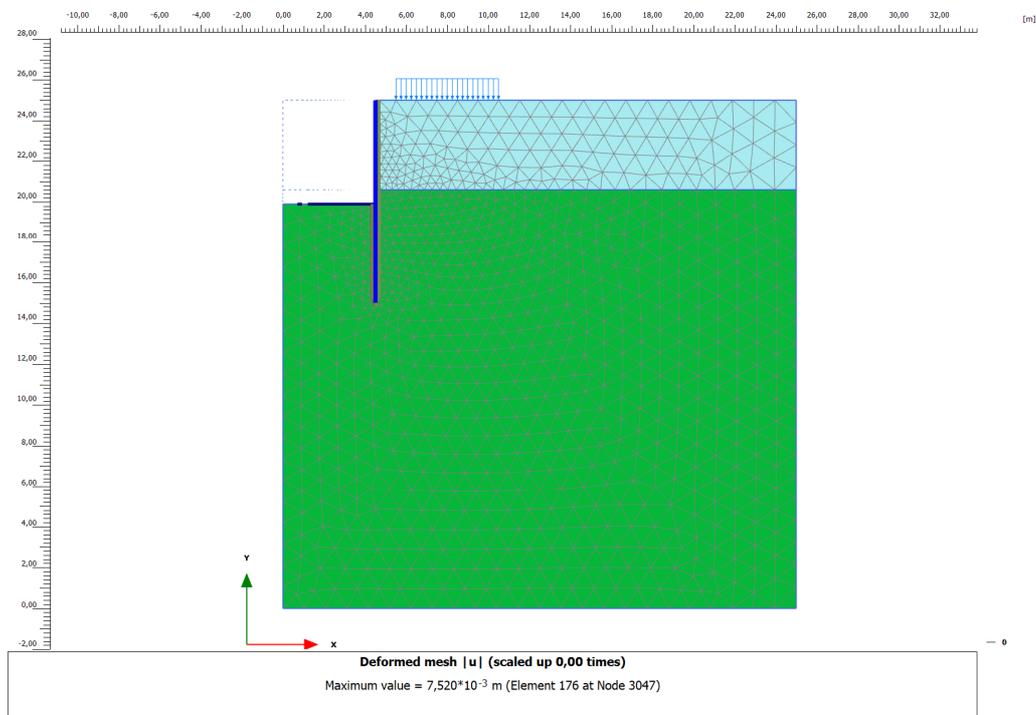


Figura 65: Esecuzione 1° scavo

19.1.4.3 Risultati e verifiche

Gli esiti delle analisi sulla sezione di calcolo, ha consentito sia una verifica globale del sistema geotecnico struttura-terreno, sia una verifica di dettaglio degli elementi strutturali.

Saranno esposte nel seguito con le seguenti modalità:

- Esposizione del campo di spostamenti del volume di terreno coinvolto dallo scavo;
- Diagrammi delle sollecitazioni derivanti dall'analisi, per le più significative fasi esecutive e/o di esercizio;
- Esposizione delle verifiche di resistenza;
- Esposizione della verifica di stabilità globale dell'opera.

19.1.4.3.1 Spostamenti

Si riportano di seguito gli spostamenti. Gli spostamenti massimi rilevati sui pali sono pari a circa 0.04 mm, risultano compatibili con l'equilibrio della struttura e sua regolare funzionalità durante gli scavi.

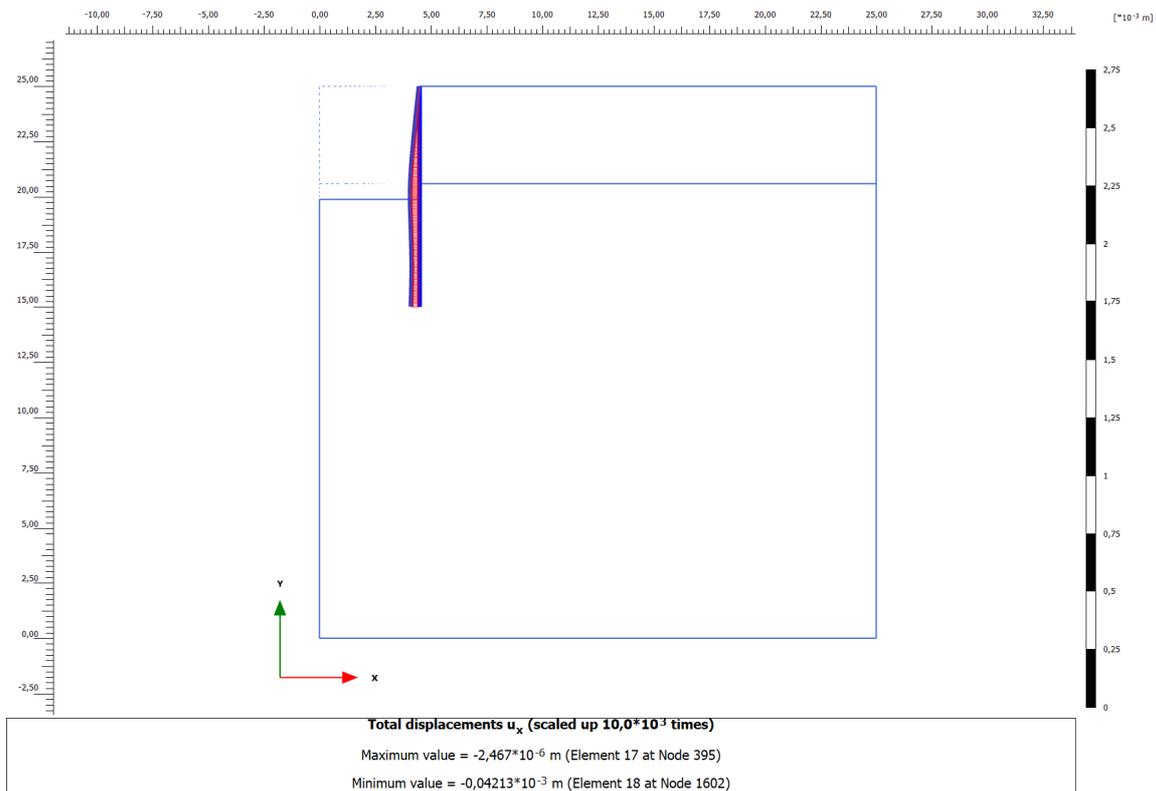


Figura 66. Deformazione dei pali

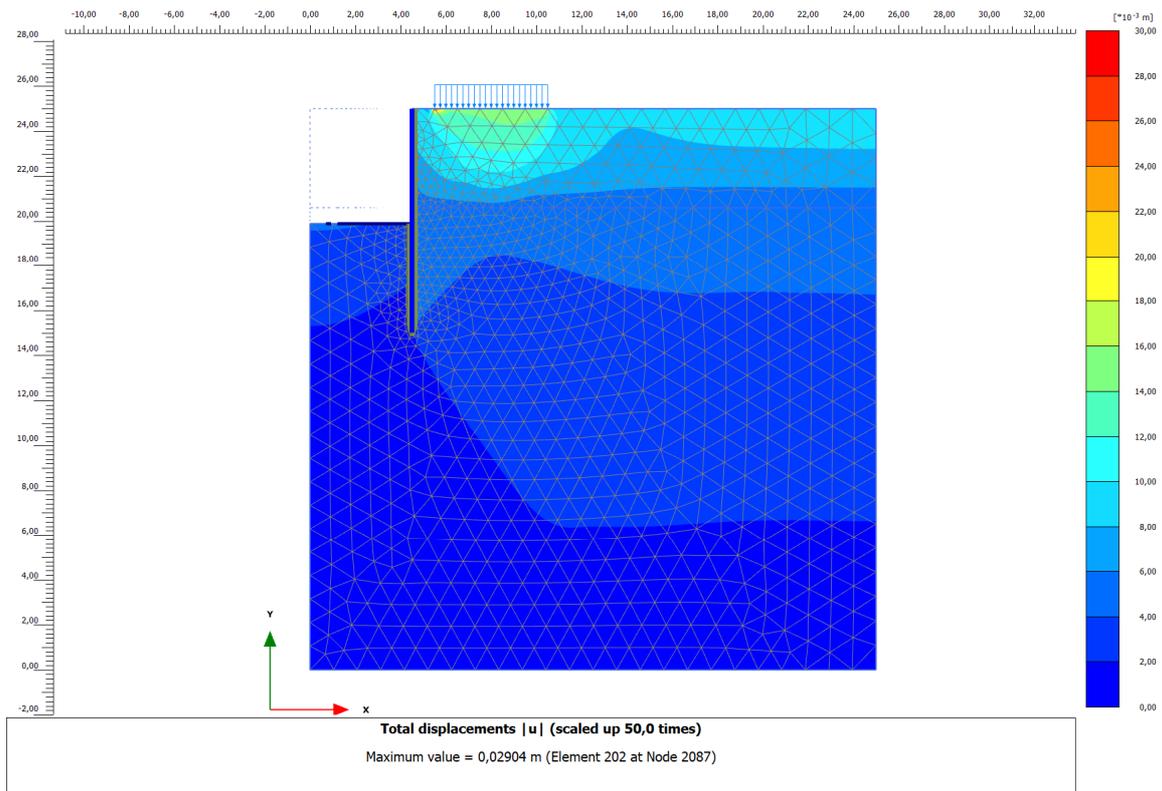


Figura 67. Spostamenti orizzontali intero modello

19.1.4.3.2 Sollecitazioni su elementi strutturali

In accordo con la normativa vigente, le verifiche degli elementi strutturali sono condotte agli SLU, combinazione STR (A1+M1+R1), verificando che le sollecitazioni ricavate dalle analisi, amplificate per un coefficiente amplificativo di 1.30 risultano inferiori alle resistenze di progetto.

In particolare essendo il modello assialsimmetrico le sollecitazioni sui pali risultano pari a:

$$N_{PALO} = N \cdot 2 \cdot \pi / n$$

$$T_{PALO} = T \cdot 2 \cdot \pi / n$$

$$M_{PALO} = M \cdot 2 \cdot \pi / n$$

dove n = numero di pali

Nel caso in esame si prevede di armare solo i pali secondari con armatura circolare. Ovvero si prevedono di armare n°19 pali sui n°38 previsti.

Paratia provvisoria P2-P3

SCALA 1:50

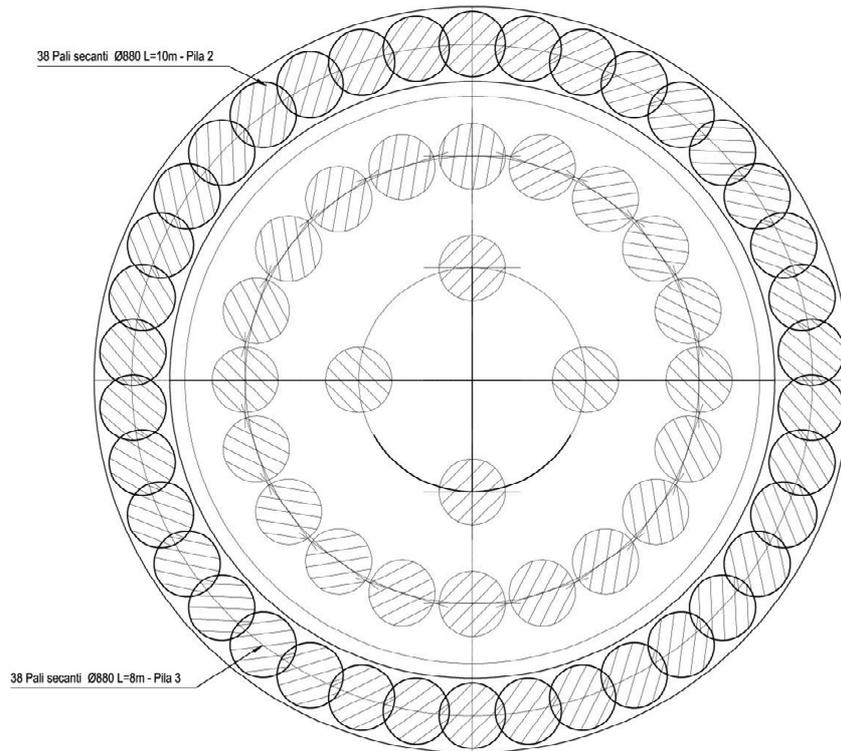


Figura 68. Geometria pali provvisoria secanti

Sollecitazioni SLE Rare Pali

Le massime sollecitazioni, considerando di armare i soli pali secondari, nella combinazione SLE Rare risultano pari:

$$M = 4.135 \cdot 2 \cdot \pi / n = 1.367 \text{ kNm}$$

Momento massimo pali SLE

$$T = 12.14 \cdot 2 \cdot \pi / n = 4.05 \text{ kN}$$

Taglio massimo pali SLE

$$N = 51.74 \cdot 2 \cdot \pi / n = 17.11 \text{ kN}$$

Sforzo Normale massimo pali SLE

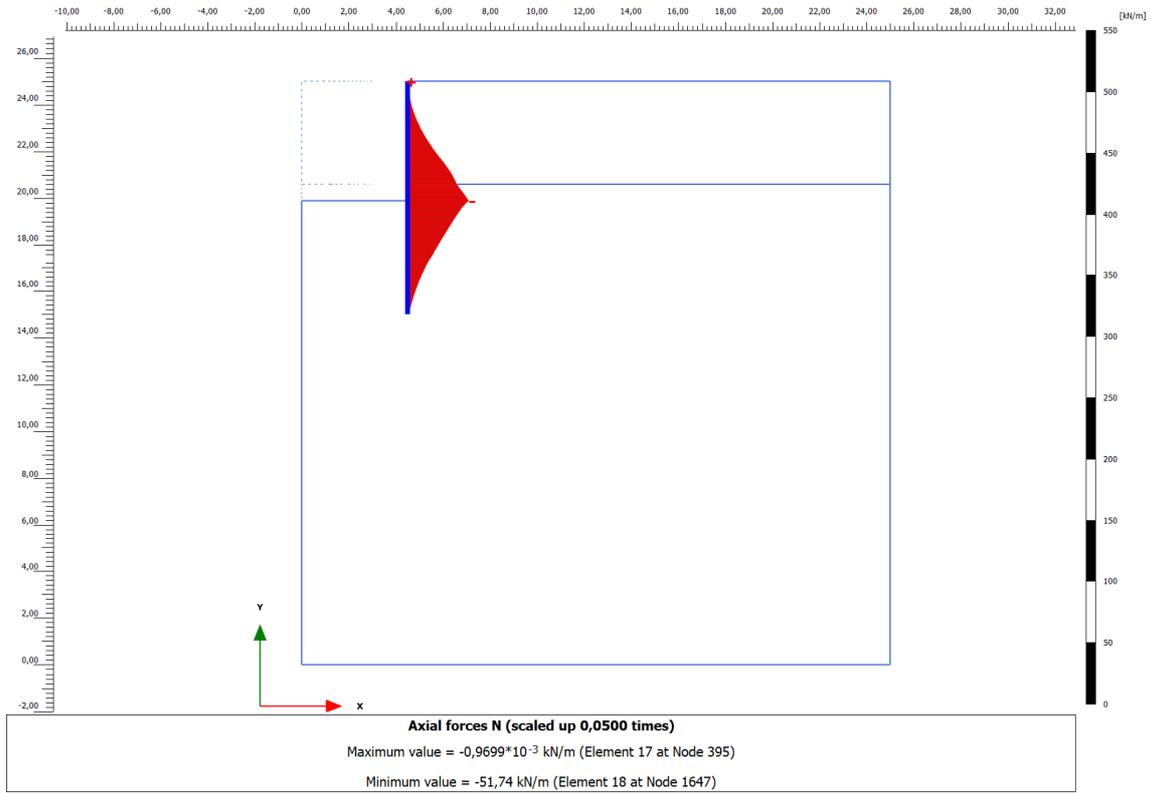


Figura 69. Sforzo Normale sul palo

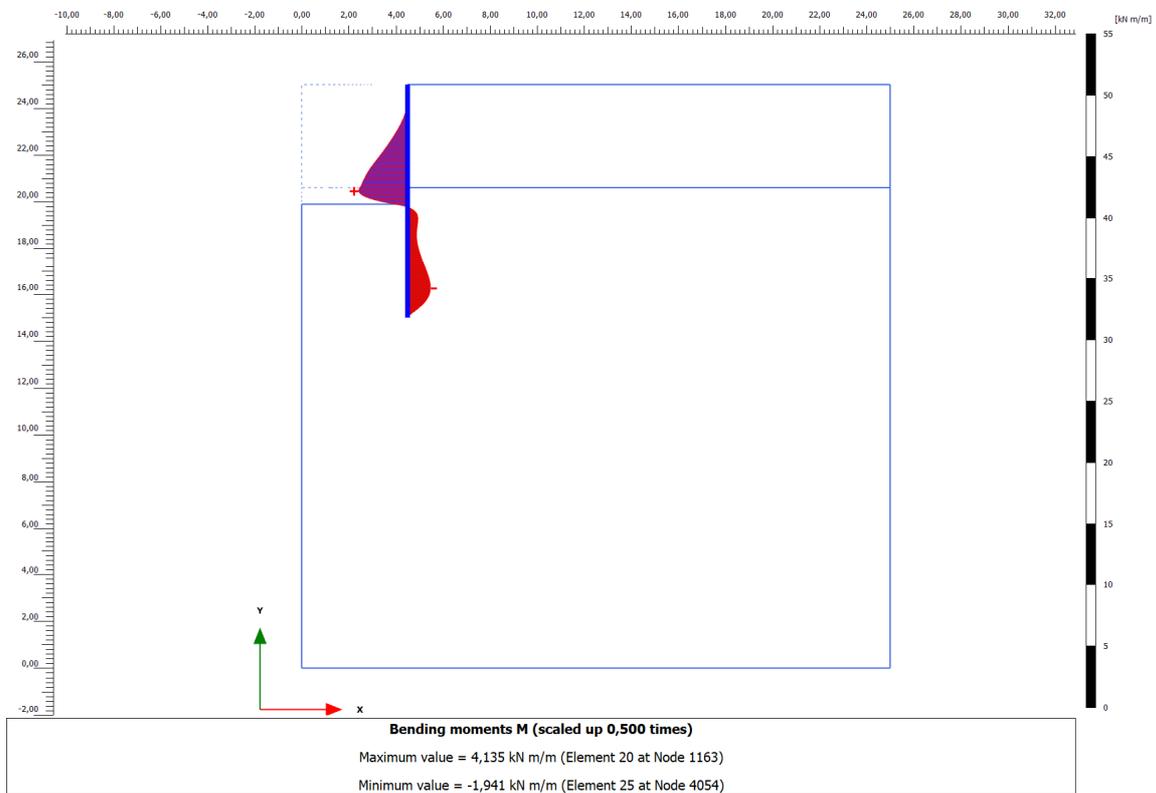


Figura 70. Momento palo SLE

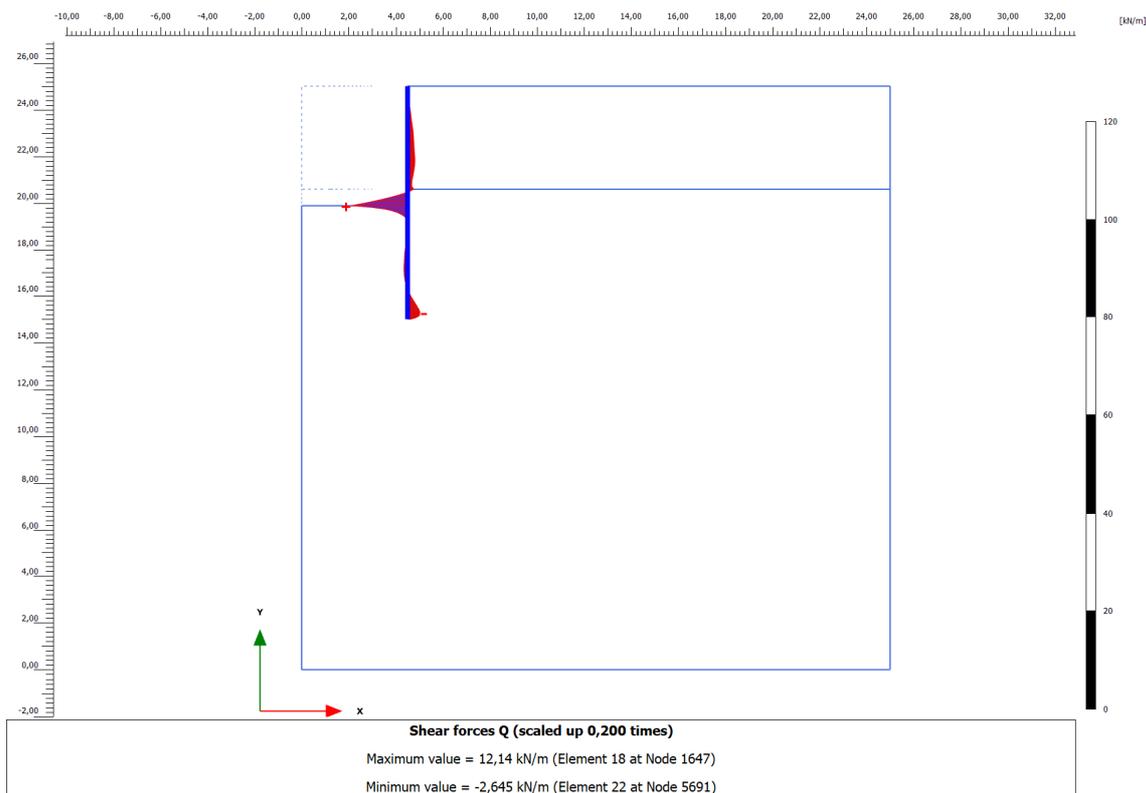


Figura 71. Taglio palo SLE

Sollecitazioni SLU Statiche Pali

Le massime sollecitazioni nella combinazione SLU statica risultano pari a SLE x 1.3. Cautelativamente lo sforzo normale per le verifiche viene trascurato. Pertanto le sollecitazioni risultano:

$$M = 1.37 \times 1.3 = 1.80 \text{ kNm} \quad \text{Momento massimo pali SLU}$$

$$T = 4.1 \times 1.3 = 5.33 \text{ kN} \quad \text{Taglio massimo pali SLU}$$

19.1.4.3.3 Verifiche di resistenza

Le caratteristiche di sollecitazione dei pali ϕ 880 mm possono essere così riassunte.

	Comb. SLE Rara	Comb. SLU
Nmin(kN)	--	--
M(kNm)	1.40	1.80
T(kN)	4.10	5.33

I pali saranno armati con armatura circolare composta da n°16 ϕ 20 come armatura longitudinale e spirale a taglio ϕ 12/20", copriferro netto spirale pari a 8 cm e calcestruzzo Rck 25/30 di classe esposizione XC2.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	141.6	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	70.8	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:	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.6	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	113	daN/cm ²
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913	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	daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	88.0	cm
Barre circonferenza:	16Ø20	(50.3 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	0	180	533	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	0	140

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	0	140 (19708)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	11.4	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
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	0	180	4	63796	354.424	24.3	---	---	50.3 (18.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo 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	0.00178	34.3	-0.01039	-34.3

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	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.
Vcd	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bwlz	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro l Braccia coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
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	bwl z	Ctg	Acw	ASt	
1	S	533	109982	68865	72.41	62.2	2.500	1.000	0.1

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)

Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [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	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.4	-44.0	0.0	44.0	-12	34.3	24.3	2272	22.0	----

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	-0.00001	0.00000		0.50	0.60	0.000004 (0.000004)	647	0.002 (990.00)	19708

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.4	-44.0	0.0	44.0	-12	34.3	24.3	2272	22.0	----

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	-0.00001	0.00000		0.50	0.40	0.000004 (0.000004)	647	0.002 (0.20)	19708